



Sérgio Ricardo Ribeiro Domingues

Licenciado em Engenharia Civil

Modelação Tridimensional de Estruturas Sujeitas a Sismos utilizando o *OpenSees*

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Luís Canhoto Neves, Professor Auxiliar,
Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova
de Lisboa

Júri:

Presidente: Professor Doutor Carlos Chastre Rodrigues

Arguente: Professor Doutor Rodrigo Gonçalves

Vogal: Professor Doutor Luís Canhoto Neves



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro, 2013

Modelação Tridimensional de Estruturas Sujeitas a Sismos utilizando o *OpenSees*

Copyright© Sérgio Ricardo Ribeiro Domingues, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer ao meu orientador científico, o professor Luís Canhoto Neves, pela oportunidade e ajuda que me deu na realização deste trabalho, assim como a sua contribuição para a minha formação académica.

Agradeço também a contribuição e disponibilidade do professor André Ramos Barbosa para a realização deste trabalho.

Quero agradecer a grande ajuda que o Filipe Luís Alves Ribeiro me deu na realização deste trabalho, assim como, agradeço-lhe, o apoio, a disponibilidade e amizade demonstradas.

Agradeço aos restantes professores da secção de estruturas do departamento de engenharia civil da FCT-UNL pela disponibilidade que tiveram em ajudar-me.

Agradeço aos meus colegas e aos meus amigos pelo companheirismo e amizade demonstradas nestes anos.

Por fim, queria agradecer à minha família, em especial aos meus pais e à minha irmã, pelo apoio e ajuda que sempre me deram.

Resumo

Os sismos são fenómenos que podem ter consequências socioeconómicas elevadas, pelo que é necessário estudar os seus efeitos nas estruturas. Assim, nos últimos anos têm sido estudados e desenvolvidos, matematicamente e numericamente, modelos capazes de reproduzir fielmente o comportamento de estruturas em aço sujeitas a sismos, o que permitiu uma evolução da modelação dessas estruturas.

Neste trabalho, são apresentadas várias técnicas de modelação não-linear de estruturas em aço, tendo sido aplicadas, com o programa de elementos finitos *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*, a vários exemplos e a dois casos de estudo de forma a serem avaliadas.

No primeiro caso de estudo, estudou-se o comportamento sísmico da estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento, descrita em *Hashemi e Mosalam (2007)*, com o objetivo de validar o modelo de fibras, que simula o comportamento de paredes de enchimento. Através dos resultados obtidos, e comparando com os resultados experimentais, foi possível validar o comportamento desse modelo no plano, após a calibração de alguns parâmetros.

No segundo caso de estudo, foi estudado o comportamento sísmico do edifício de quatro pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense (2007)*. O edifício foi modelado tridimensionalmente no *OpenSees* com elementos de plasticidade concentrada, zonas painel de ligação viga-pilar e paredes exteriores. Neste modelo teve-se em conta os efeitos P-Delta, a influência das lajes na flexão das vigas e o comportamento de diafragma rígido das lajes. De forma a modelar a estrutura, com um comportamento mais próximo do verificado experimentalmente, foi desenvolvido um novo modelo de comportamento das zonas de painel, através de uma análise de sensibilidade. Para além disso, o modelo de fibras das paredes, apresentado inicialmente neste trabalho, foi calibrado de forma a simular o comportamento verificado experimentalmente. Através dos resultados obtidos, e comparando-os com os resultados experimentais, verificou-se que é possível, com recurso às ferramentas apresentadas neste trabalho, reproduzir com precisão a resposta sísmica de estruturas de aço.

Palavras-chave:

Modelação computacional, Estruturas metálicas, Análise sísmica, Análise estática não-linear e Análise dinâmica não-linear.

Abstract

Earthquakes may lead to high socio-economic consequences therefore it is necessary to study their effects on structures. In the last decades, mathematical and numerical models have been developed in order to reproduce the behaviour of steel structures that are subjected to earthquakes, which allowed an evolution of structures modelling.

This work presents several non-linear models for steel structures, which were used within the finite elements program Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), to study several examples and two case studies.

In the first case study, the seismic behaviour of the concrete structure with masonry infill wall, described in Hashemi e Mosalam (2007), was studied. The main goal was to validate the fibre model simulating the infill wall behaviour. Comparing the obtained results with the experimental data allowed the validation of the in-plane behaviour of the wall model, after the calibration of several parameters.

In the second case study, the seismic behaviour of the four-story steel building tested in E-Defense (2007) was studied. A three dimensional model of the structure was developed in OpenSees with lumped plasticity models, panel zones and exterior walls. It was also considered in the model the P-Delta effect, the influence of the slabs in the bending of beams and the slabs with rigid diaphragm behaviour. In order to improve the model accuracy it was necessary to establish a new behaviour model for the panel zones, through a sensitivity analysis. Furthermore, the fibber model of the walls, initially presented in this work, was adapted in order to simulate the behaviour observed experimentally. Through the obtained results and comparing with the experimental results it was verified that is computationally possible to assess the seismic performance of steel structures with a considerable accuracy.

Keywords:

Computational modelling, Metal structures, Seismic analysis, Nonlinear static analysis and Nonlinear dynamic analysis.

Índice

| | |
|---|-------|
| Copyright©..... | i |
| Agradecimentos | iii |
| Resumo | v |
| Abstract | vii |
| Índice de Figuras | xiii |
| Índice de Tabelas..... | xxi |
| Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos | xxvii |
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Motivação..... | 1 |
| 1.2. Objetivos | 2 |
| 1.3. Conteúdo e Organização da Dissertação | 2 |
| 2. Métodos de Análise Sísmica | 5 |
| 2.1. Introdução | 5 |
| 2.2. Análises Dinâmicas | 6 |
| 2.2.1. Breve Introdução à Dinâmica de Estruturas | 6 |
| 2.2.2. Análise Modal por Espectro de Resposta..... | 7 |
| 2.2.3. Análise Dinâmica Não-Linear | 10 |
| 2.3. Análise Estática Não-Linear (<i>Pushover</i>) | 16 |
| 2.3.1. Introdução..... | 16 |
| 2.3.2. Descrição do Método N2 | 16 |
| 2.4. Conclusões | 18 |
| 3. Modelação de Estruturas em <i>OpenSees</i> | 19 |
| 3.1. Considerações Iniciais | 19 |
| 3.2. Transformações Geométricas..... | 20 |
| 3.3. Modelos de Comportamento dos Materiais e Elementos Finitos | 20 |
| 3.3.1. Introdução..... | 20 |

| | |
|--|----|
| 3.3.2. Modelos de Comportamento dos Materiais..... | 22 |
| 3.3.3. Modelos de Elementos Finitos | 26 |
| 3.3.4. Exemplos | 29 |
| 3.3.5. Conclusões | 42 |
| 3.4. Deformação por Corte nas Zonas de Ligação Viga-Pilar..... | 43 |
| 3.4.1. Introdução..... | 43 |
| 3.4.2. Modelo Analítico e Computacional..... | 46 |
| 3.4.3. Exemplo | 46 |
| 3.4.4. Conclusões | 52 |
| 3.5. Modelação de Paredes de Alvenaria de Enchimento | 53 |
| 3.5.1. Introdução..... | 53 |
| 3.5.2. Modelo Analítico e Computacional..... | 53 |
| 3.5.3. Exemplo | 58 |
| 3.5.4. Conclusões | 68 |
| 3.6. Comparação Global de Resultados..... | 68 |
| 3.6.1. Análise Modal | 69 |
| 3.6.2. Análise <i>Pushover</i> | 70 |
| 3.6.3. Análise Dinâmica Não-Linear (Sismo de <i>Kobe</i> , 1995, KOBE/TAZ090) | 71 |
| 3.6.4. Análise Dinâmica Não-Linear (Sismo de <i>Northridge</i> , 1994, NORTH\TAR090) | 73 |
| 3.7. Conclusões..... | 76 |
| 4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento | 77 |
| 4.1. Introdução e Objetivos | 77 |
| 4.2. Modelo Computacional – Estrutura de Teste | 78 |
| 4.3. Análise Dinâmica Não-Linear..... | 79 |
| 4.4. Resultados..... | 81 |
| 4.4.1. Modelo Computacional Original | 81 |
| 4.4.2. Modelo Computacional com Ligações Sapata-Pilar Rígidas..... | 84 |
| 4.4.3. Calibração..... | 88 |
| 4.4.4. Modelo Computacional Calibrado - resultados finais | 89 |
| 4.4.5. Comparação de Resultados dos Modelos Computacionais..... | 92 |
| 4.5. Conclusões..... | 93 |
| 5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no <i>E-Defense</i> | 95 |
| 5.1. Introdução e Objetivos | 95 |
| 5.2. Edifício | 96 |
| 5.3. Modelo Computacional | 98 |
| 5.3.1. Introdução..... | 98 |

| | |
|--|-----|
| 5.3.2. Elementos de Plasticidade Concentrada | 98 |
| 5.3.3. Zonas de painel | 101 |
| 5.3.4. Paredes Exteriores | 103 |
| 5.3.5. Massas e Cargas | 104 |
| 5.4. Análise Modal..... | 104 |
| 5.5. Análise Estática Não-Linear (<i>Pushover</i>) | 106 |
| 5.5.1. Pushover X/NS | 106 |
| 5.5.2. Pushover Z/EW..... | 110 |
| 5.6. Análise Dinâmica Não-Linear | 113 |
| 5.6.1. Takatori 40%..... | 114 |
| 5.6.2. Takatori 60%..... | 116 |
| 5.6.3. Takatori 100%..... | 121 |
| 5.7. Conclusões | 129 |
| 6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros | 131 |
| 6.1. Conclusões | 131 |
| 6.2. Desenvolvimentos Futuros | 134 |
| Bibliografia | 135 |
| Anexos | 141 |
| Anexo A: Equações de <i>Lignos</i> , D. e <i>Krawinkler</i> , H., [41][42] | 143 |
| A.1 Equações dos parâmetros das vigas | 143 |
| A.2 Equações dos parâmetros dos pilares..... | 144 |
| Anexo B: Análise de convergência para a determinação do passo de cálculo da análise dinâmica não-linear | 145 |
| Anexo C: Cálculo dos Parâmetros do Modelo de Fibras de uma Parede de Enchimento | 149 |
| C.1. Modelo Analítico..... | 149 |
| C.1.1. Propriedades no Plano (IP)..... | 149 |
| C.1.2. Propriedades Fora do Plano (OOP)..... | 151 |
| C.1.3. Interação de Efeitos..... | 153 |
| C.2. Modelo de Fibras..... | 153 |
| Anexo D: Parâmetros do Modelo de Fibras - Parede do Pórtico Bidimensional..... | 155 |
| Anexo E: Parâmetros do Modelo de Fibras - Parede da Estrutura de Teste..... | 159 |
| Anexo F: Parâmetros do Modelo de Fibras Calibrado - Parede da Estrutura de Teste.. | 163 |
| Anexo G: Parâmetros das Paredes Exteriores – Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no <i>E-Defense</i> | 167 |
| G.1. Paredes Exteriores em X/NS..... | 167 |
| G.2. Paredes Exteriores em Z/EW | 168 |

Índice de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 2.1: Sistema discreto de 1 GDL..... | 6 |
| Figura 2.2: Onda harmónica simples. (adaptado [62]) | 8 |
| Figura 2.3: Acelerogramas e respetivos espectros de resposta (adaptado de [44]) | 8 |
| Figura 2.4: Espectros de cálculo de ações sísmicas tipo 1 e 2 para uma estrutura porticada de classe II em Lisboa fundada num terreno tipo A.. | 9 |
| Figura 2.5: Acelerograma do sismo de <i>Northridge</i> , Califórnia, 1994. [57] | 11 |
| Figura 2.6: (a) Amortecimento proporcional à massa e amortecimento proporcional à rigidez. (b) Amortecimento de <i>Rayleigh</i> . (adaptado de [8]) | 12 |
| Figura 2.7: Rigidez secante e rigidez tangente num intervalo de tempo. (adaptado de [8]) | 14 |
| Figura 2.8: Iterações no tempo em sistemas não-lineares (a) Método de <i>Newton-Raphson</i> modificado. (b) Método <i>Newton-Raphson</i> . (adaptado de [8]) | 15 |
| Figura 2.9: Relação entre a curva de capacidade real e a idealizada. (adaptado de [33]) | 17 |
| Figura 3.1: Diagramas tensão-extensão. (adaptado de [5]) | 21 |
| Figura 3.2: Diagramas tensão-extensão de betões com resistências diferentes. (adaptado de [12]) | 21 |
| Figura 3.3: Diagrama tensão-extensão de um material bilinear. [48] | 22 |
| Figura 3.4: Diagramas tensão-extensão de um material bilinear (a) com endurecimento cinemático (b) com endurecimento isotrópico na compressão..... | 22 |
| Figura 3.5: Diagramas tensão-extensão de (a) material bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> (b) material bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> e endurecimento isotrópico na compressão. [48] | 23 |
| Figura 3.6: Diagramas tensão-extensão do material sem resistência à tração. [48] | 23 |
| Figura 3.7: Material bilinear com deterioração cíclica: (a) Curva monotónica; (b) Modos de deterioração cíclica. [42] | 24 |
| Figura 3.8: Cálculo simplificado do comprimento de corte..... | 26 |
| Figura 3.9: a) Perfil em I b) Exemplo de uma secção de fibras do perfil I. | 27 |
| Figura 3.10: Exemplo de aplicação de elementos de plasticidade concentrada..... | 27 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.11: Modelo de plasticidade semi-concentrada. [48] | 29 |
| Figura 3.12: Pórtico metálico bidimensional..... | 29 |
| Figura 3.13: Acelerograma KOBE/TAZ090. [57] | 30 |
| Figura 3.14: Resultados da análise <i>pushover</i> do pórtico elástico (a) Curvas de capacidade (b) Força de corte basal vs Deslocamento vertical do topo..... | 31 |
| Figura 3.15: Acelerações do topo do pórtico elástico..... | 32 |
| Figura 3.16: Deslocamentos do topo do pórtico elástico..... | 33 |
| Figura 3.17: Resultados da análise <i>pushover</i> do pórtico com plasticidade distribuída (a) Curvas de capacidade (b) Força de corte basal vs Deslocamento vertical do topo..... | 34 |
| Figura 3.18: Acelerações do topo do pórtico com plasticidade distribuída. | 35 |
| Figura 3.19: Deslocamentos do topo do pórtico com plasticidade distribuída. | 36 |
| Figura 3.20: Resultados da análise <i>pushover</i> do pórtico com plasticidade concentrada (a) Curvas de capacidade (b) Força de corte basal vs Deslocamento vertical do topo..... | 38 |
| Figura 3.21: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada: (a) base do pilar; (b) extremidade da viga. | 39 |
| Figura 3.22: Acelerações do topo do pórtico com plasticidade concentrada. | 40 |
| Figura 3.23: Deslocamentos do topo do pórtico com plasticidade concentrada. | 40 |
| Figura 3.24: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada na base dos pilares. | 41 |
| Figura 3.25: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada nas extremidades da viga..... | 41 |
| Figura 3.26: Momentos fletores e esforços transversos na zona de painel. (fonte [27]) | 43 |
| Figura 3.27: Relação esforço transversal – distorção trilinear da zona de painel. (adaptado de [27]) | 44 |
| Figura 3.28: Modelo trilinear: (a) <i>Peak-oriented</i> , (b) com <i>Pinching</i> . (adaptado de [29]).... | 45 |
| Figura 3.29: Zona de painel: (a) Modelo analítico (adaptado [27]), (b) Exemplo de deformação. | 46 |
| Figura 3.30: Curvas de capacidade dos modelos C e D. | 48 |
| Figura 3.31: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada: (a) na base do pilar; (b) na extremidade da viga; do pórtico com zonas de painel..... | 49 |
| Figura 3.32: Momento-distorção das zonas de painel – Modelo D..... | 50 |
| Figura 3.33: Aceleração do topo dos modelos C e D. | 50 |
| Figura 3.34: Deslocamento do topo dos modelos C e D. | 51 |
| Figura 3.35: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada na base dos pilares dos modelos C e D..... | 51 |
| Figura 3.36: Momento-distorção nas zonas de painel – Modelo D..... | 52 |
| Figura 3.37: Exemplo do modelo analítico com aplicação de forças no plano e fora deste. (adaptado [38])..... | 56 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.38: Modelo computacional de uma parede de enchimento. | 57 |
| Figura 3.39: Secção de fibras de uma parede de enchimento. (adaptado [38]) | 57 |
| Figura 3.40: Discretização da relação de interação esforço axial - momento fletor. (adaptado [38])..... | 57 |
| Figura 3.41: Curva de capacidade dos modelos D e E. | 60 |
| Figura 3.42: Momento-rotação: (a) base do pilar, (b) extremidade da viga; dos modelos D e E. | 61 |
| Figura 3.43: Força de corte basal vs rotação: (a) base do pilar, (b) extremidade da viga; Modelo E..... | 61 |
| Figura 3.44: (a) Momento-distorção da zona de painel e (b) Força de corte basal vs distorção da zona de painel - modelos D e E. | 62 |
| Figura 3.45: (a) Deslocamento no plano (uIP) vs deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede (b) Força de corte basal da parede (F_b) vs deslocamento no plano (uIP) - Modelo E. | 62 |
| Figura 3.46: Tensão-extensão da secção de fibras da parede – Modelo E..... | 62 |
| Figura 3.47: Aceleração do topo do pórtico dos modelos D e E. (KOBE/TAZ090) | 63 |
| Figura 3.48: Deslocamento do topo do pórtico dos modelos D e E. (KOBE/TAZ090) | 63 |
| Figura 3.49: Momento-distorção das zonas de painel: (a) esquerda, (b) direita; dos modelos D e E. (KOBE/TAZ090) | 64 |
| Figura 3.50: Relação deslocamento no plano (uIP) - deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede – Modelo E. (KOBE/TAZ090)..... | 64 |
| Figura 3.51: Tensão-extensão da secção de fibras da parede – Modelo E. (KOBE/TAZ090) | 65 |
| Figura 3.52: Acelerograma NORTH\TAR090. [57] | 65 |
| Figura 3.53: Aceleração do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTH\TAR090) | 65 |
| Figura 3.54: Deslocamento do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTH\TAR090).. | 66 |
| Figura 3.55: Momento-rotação da base dos pilares dos modelos D e E. (NORTH\TAR090)..... | 66 |
| Figura 3.56: Momento-distorção das zonas de painel: (a) esquerda; (b) direita; dos modelos D e E. (NORTH\TAR090)..... | 67 |
| Figura 3.57: Relação deslocamento no plano (uIP) - deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede – Modelo E. (NORTH\TAR090) | 67 |
| Figura 3.58: Tensão-extensão da secção de fibras da parede – Modelo E. (NORTH\TAR090)..... | 67 |
| Figura 3.59: Curvas de capacidade dos modelos com comportamento de material não-linear..... | 70 |
| Figura 3.60: Aceleração do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (KOBE/TAZ090) | 71 |
| Figura 3.61: Deslocamento do topo do pórtico, nos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (KOBE/TAZ090) | 72 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.62: Aceleração do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (NORTH\TAR090) | 73 |
| Figura 3.63: Deslocamento do topo do pórtico dos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (NORTH\TAR090) | 74 |
| Figura 3.64: Modelo C: (a) Deformação da base dos pilares; (b) Deformação da extremidade da viga. (NORTH\TAR090) | 75 |
| Figura 3.65: Modelo D: (a) Deformação da base dos pilares; (b) Deformação da zonas de painel. (NORTH\TAR090)..... | 75 |
| Figura 3.66: Modelo E: (a) Deformação da base dos pilares; (b) Deformação da zona de painel esquerda. (NORTH\TAR090) | 75 |
| Figura 4.1: a) Estrutura protótipo. b) Estrutura de teste. (fonte [28]) | 77 |
| Figura 4.2: Modelo computacional da estrutura de teste. | 79 |
| Figura 4.3: Acelerograma NORTH\TAR090. [57] | 80 |
| Figura 4.4: Acelerograma DUZCE\375-N. [57] | 80 |
| Figura 4.5: Acelerograma correspondente à primeira fase experimental..... | 81 |
| Figura 4.6: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental (análise dinâmica não-linear) vs modelo computacional (análise <i>pushover</i>).81 | |
| Figura 4.7: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental vs modelo computacional. | 82 |
| Figura 4.8: Relação momento-rotação das ligações sapata-pilar A1 e B1. | 83 |
| Figura 4.9: Momento-curvatura na base dos pilares A1 e B1. | 83 |
| Figura 4.10: (a) Deslocamento no plano (u _{IP}) vs deslocamento fora do plano (u _{OOP}) e curva de interação da parede; (b) Força de corte basal da parede (F _b) vs deslocamento no plano (u _{IP}). | 83 |
| Figura 4.11: Tensão-extensão da secção de fibras da parede. | 84 |
| Figura 4.12: Força de corte basal - deslocamento horizontal da laje para a ação sísmica TAR6. | 84 |
| Figura 4.13: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental (análise dinâmica não-linear) vs modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas (análise <i>pushover</i>). | 85 |
| Figura 4.14: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental vs modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. | 85 |
| Figura 4.15: Momento-curvatura na base dos pilares A1 e B1 – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. | 86 |
| Figura 4.16: (a) Deslocamento no plano (u _{IP}) vs deslocamento fora do plano (u _{OOP}) e curva de interação da parede; (b) Força de corte basal da parede (F _b) vs deslocamento no plano (u _{IP}) – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. | 86 |
| Figura 4.17: Tensão - extensão da secção de fibras da parede – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. | 87 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.18: Força de corte basal <i>versus</i> deslocamento horizontal da laje para a ação sísmica DUZ7 – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. | 87 |
| Figura 4.19: Relação momento–rotação da ligação sapata-pilar do modelo original e modelo 14. | 88 |
| Figura 4.20: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental (análise dinâmica não-linear) vs modelo computacional calibrado (análise <i>pushover</i>). | 89 |
| Figura 4.21: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental vs modelo computacional calibrado. | 89 |
| Figura 4.22: Relações momento-rotação das ligações sapata-pilar parametrizadas A1 e B1. | 90 |
| Figura 4.23: Momento-curvatura dos pilares A1 e B1 do modelo computacional calibrado. | 91 |
| Figura 4.24: (a) Deslocamento no plano (uIP) - deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede; (b) Força de corte basal da parede (F_b) vs deslocamento no plano (uIP) – modelo da parede calibrado. | 91 |
| Figura 4.25: Tensão – extensão da secção de fibras da parede. | 91 |
| Figura 4.26: Força de corte basal <i>versus</i> deslocamento horizontal da laje, para a ação sísmica DUZ7 – modelo computacional calibrado. | 92 |
| Figura 4.27: Média dos erros relativos dos modelos computacionais. | 92 |
| Figura 5.1: Edifício de 4 pisos testado no E-Defense. [52] | 95 |
| Figura 5.2: Planta da estrutura do edifício de 4 pisos. | 96 |
| Figura 5.3: Alçados da estrutura do edifício de 4 pisos (a) X/NS (b) Z/EW. | 96 |
| Figura 5.4: Relação momento-distorção da zona de painel interior do primeiro piso, em X/NS: (a) modelo computacional trilinear vs experimental; (b) modelo computacional bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> vs experimental – <i>Takatori</i> 40%. | 102 |
| Figura 5.5: Relação momento-distorção da zona de painel interior do primeiro piso, em X/NS: (a) modelo computacional trilinear vs experimental; (b) modelo computacional bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> vs experimental – <i>Takatori</i> 60%. | 102 |
| Figura 5.6: Relação momento-distorção da zona de painel interior do primeiro piso, em X/NS: (a) modelo computacional trilinear vs experimental; (b) modelo computacional bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> vs experimental – <i>Takatori</i> 100%. | 102 |
| Figura 5.7: Modelo computacional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço testado no <i>E-Defense</i> | 104 |
| Figura 5.8: Primeiro e segundo modos de vibração. | 105 |
| Figura 5.9: Terceiro, quarto e quinto modos de vibração. | 105 |
| Figura 5.10: Curva de capacidade do modelo do edifício de 4 pisos, em X/NS. | 106 |
| Figura 5.11: Deformada final do modelo do edifício de 4 pisos em X/NS. | 106 |
| Figura 5.12: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – <i>pushover</i> X/NS. | 107 |
| Figura 5.13: Relação momento-distorção da zona de painel (a) – <i>pushover</i> X/NS. | 108 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.14: Relação momento-distorção da zona de painel (b) – <i>pushover</i> X/NS..... | 108 |
| Figura 5.15: Relação momento-rotação na base do pilar interior do 1º piso (c) – <i>pushover</i> X/NS..... | 108 |
| Figura 5.16: Relação momento-rotação no topo do pilar interior do 2º piso (d) – <i>pushover</i> X/NS..... | 108 |
| Figura 5.17: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H400 (f) – <i>pushover</i> X/NS. | 109 |
| Figura 5.18: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H396 (g) – <i>pushover</i> X/NS. | 109 |
| Figura 5.19: Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede do 1º piso (k) – <i>pushover</i> X/NS. | 109 |
| Figura 5.20: Força de corte basal na parede (k) vs Drift entre o 1º e 2º piso – <i>pushover</i> X/NS..... | 109 |
| Figura 5.21: Curva de capacidade do edifício de 4 pisos, em Z/EW. | 110 |
| Figura 5.22: Deformada final do modelo do edifício de 4 pisos em Z/EW. | 110 |
| Figura 5.23: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – <i>pushover</i> Z/EW..... | 111 |
| Figura 5.24: Relação momento-rotação do pilar do 1º piso na base (e) – <i>pushover</i> Z/EW. | 112 |
| Figura 5.25: Relação momento-rotação da extremidade da viga H350 (h) – <i>pushover</i> Z/EW. | 112 |
| Figura 5.26: Relação momento-rotação da extremidade da viga H390 (i) – <i>pushover</i> Z/EW. | 112 |
| Figura 5.27: Relação momento-rotação da extremidade da viga H340 (j) – <i>pushover</i> Z/EW. | 112 |
| Figura 5.28: Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede do 1º piso (l) – <i>pushover</i> Z/EW..... | 112 |
| Figura 5.29: Força de corte basal na parede (l) vs Drift entre o 1º e 2º piso – <i>pushover</i> Z/EW. | 113 |
| Figura 5.30: Sequência de intensidades, 40, 60 e 100%, da componente X/NS da ação sísmica. | 113 |
| Figura 5.31: Sequência de intensidades, 40, 60 e 100%, da componente Z/EW da ação sísmica. | 113 |
| Figura 5.32: Sequência de intensidades, 40, 60 e 100%, da componente vertical da ação sísmica. | 114 |
| Figura 5.33: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – <i>Takatori</i> 40%. | 114 |
| Figura 5.34: Relação momento-distorção da zona de painel (a) computacional vs experimental – <i>Takatori</i> 40%. | 115 |
| Figura 5.35: Relação força de corte basal – <i>drift</i> entre o 1º e 2º piso nas direções X/NS e Z/EW – <i>Takatori</i> 40%..... | 115 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.36: Deslocamentos máximos experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW. | 116 |
| Figura 5.37: <i>Drifts</i> máximos entre pisos, experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW. | 116 |
| Figura 5.38: <i>Drift</i> entre o 1º e 2º pisos ao longo do tempo nas direções X/NS e Z/EW – <i>Takatori</i> 60% (adaptado [51]). | 117 |
| Figura 5.39: <i>Drift</i> entre o 1º e 2º pisos na direção X/NS vs <i>Drift</i> entre o 1º e 2º pisos na direção Z/EW. – <i>Takatori</i> 60% (adaptado [51]). | 118 |
| Figura 5.40: Acelerações absolutas máximas experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW. | 118 |
| Figura 5.41: Forças de corte máximas experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW. | 119 |
| Figura 5.42: Relação força de corte basal – <i>drift</i> entre o 1º e 2º pisos nas direções X/NS e Z/EW – <i>Takatori</i> 60%. | 119 |
| Figura 5.43: <i>Overtuning moments</i> máximos experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW. | 120 |
| Figura 5.44: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – <i>Takatori</i> 60%. | 120 |
| Figura 5.45: Relação momento-distorção da zona de painel (a) computacional vs experimental – <i>Takatori</i> 60%. | 121 |
| Figura 5.46: <i>Drift</i> entre o 1º e 2º pisos ao longo do tempo nas direções X/NS e Z/EW – <i>Takatori</i> 100% [51]. | 121 |
| Figura 5.47: <i>Drift</i> entre o 1º e 2º piso na direção X/NS vs <i>Drift</i> entre o 1º e 2º piso na direção Z/EW – <i>Takatori</i> 100% [51]. | 122 |
| Figura 5.48: Relação força de corte basal (absoluta) – <i>drift</i> entre o 1º e 2º pisos nas direções X/NS e Z/EW – <i>Takatori</i> 100%. | 122 |
| Figura 5.49: Relação força de corte basal – <i>drift</i> entre o 1º e 2º piso nas direções X/NS e Z/EW – <i>Takatori</i> 100%. | 123 |
| Figura 5.50: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – <i>Takatori</i> 100%. | 123 |
| Figura 5.51: Relação momento-distorção da zona de painel (a) computacional vs experimental – <i>Takatori</i> 100%. | 124 |
| Figura 5.52: Relação momento-rotação do pilar interior do 1º piso, em X/NS, na (c) base e d) topo - <i>Takatori</i> 100%. | 124 |
| Figura 5.53: Relação momento-rotação da base do pilar do 1º piso (e) em Z/NS - <i>Takatori</i> 100%. | 124 |
| Figura 5.54: Variação do esforço axial ao longo do tempo de um pilar de canto, em cada piso. | 125 |
| Figura 5.55: Variação do esforço axial ao longo do tempo de um pilar interior, em cada piso. | 125 |
| Figura 5.56: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H400 (f) (em X/NS) - <i>Takatori</i> 100%. | 126 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.57: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H396 (g) (em X/NS) - <i>Takatori</i> 100%..... | 126 |
| Figura 5.58: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H350 (h) (em Z/EW) - <i>Takatori</i> 100%. | 126 |
| Figura 5.59: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H390 (i) (em Z/EW) - <i>Takatori</i> 100%. | 126 |
| Figura 5.60: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H340 (j) (em Z/EW) - <i>Takatori</i> 100%. | 127 |
| Figura 5.61: Variação do esforço axial ao longo do tempo de uma viga em X/NS, por piso. | 127 |
| Figura 5.62: Variação do esforço axial ao longo do tempo de uma viga exterior em Z/EW, por piso. | 127 |
| Figura 5.63: Variação do esforço axial ao longo do tempo de uma viga interior em Z/EW, por piso. | 128 |
| Figura 5.64: (a) Força de corte basal na parede (k) vs Drift entre o 1º e 2º piso; (b) Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede (k) - <i>Takatori</i> 100%. | 128 |
| Figura 5.65: (a) Força de corte basal na parede (l) vs Drift entre o 1º e 2º piso; (b) Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede (l) - <i>Takatori</i> 100%. | 129 |
| Figura B.1: Aceleração do topo do pórtico ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo. | 146 |
| Figura B.2: Deslocamento do topo do pórtico ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo. | 146 |
| Figura D.1: Interação momento de cedência – força axial de cedência. | 156 |
| Figura D.2: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante. | 157 |
| Figura E.1: Interação momento de cedência – força axial de cedência. | 160 |
| Figura E.2: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante. | 161 |
| Figura F.1: Interação momento de cedência – força axial de cedência. | 164 |
| Figura F.2: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante. | 165 |

Índice de Tabelas

| | |
|---|----|
| Tabela 2.1: Análises sísmicas para dimensionamento estrutural, adaptado de [24]. | 6 |
| Tabela 3.1: Propriedades do aço [32]. | 21 |
| Tabela 3.2: Períodos dos modos de vibração principais do pórtico elástico. | 30 |
| Tabela 3.3: 1º e 2º modos de vibração do pórtico elástico. | 31 |
| Tabela 3.4: Forças de corte basal máximas e respectivos erros relativos – pórtico elástico. | 32 |
| Tabela 3.5: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico elástico. | 32 |
| Tabela 3.6: Deslocamentos máximos e mínimos do topo do pórtico elástico. | 33 |
| Tabela 3.7: Períodos dos modos de vibração principais do pórtico com plasticidade distribuída. | 33 |
| Tabela 3.8: 1º e 2º modos de vibração do pórtico com plasticidade distribuída. | 34 |
| Tabela 3.9: Forças de corte basal máximas e respectivos erros relativos – pórtico com plasticidade distribuída. | 35 |
| Tabela 3.10: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico com plasticidade distribuída. | 36 |
| Tabela 3.11: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico com plasticidade distribuída. | 36 |
| Tabela 3.12: Parâmetros do modelo de plasticidade concentrada dos pilares. | 37 |
| Tabela 3.13: Parâmetros do modelo de plasticidade concentrada da viga. | 37 |
| Tabela 3.14: Períodos dos modos de vibração principais do pórtico com plasticidade concentrada. | 37 |
| Tabela 3.15: 1º e 2º modos de vibração do pórtico com plasticidade concentrada. | 37 |
| Tabela 3.16: Forças de corte basal máximas e deslocamentos máximos – pórtico com plasticidade concentrada. | 38 |
| Tabela 3.17: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico com plasticidade concentrada. | 40 |
| Tabela 3.18: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico com plasticidade concentrada. | 40 |

| | |
|--|----|
| Tabela 3.19: Momentos e rotações máximas e mínimas na base dos pilares. | 41 |
| Tabela 3.20: Momentos e rotações máximas e mínimas nas extremidades da viga. | 41 |
| Tabela 3.21: Parâmetros do modelo das zonas de painel. | 47 |
| Tabela 3.22: Períodos dos modos de vibração principais dos modelos C e D. | 47 |
| Tabela 3.23: 1º e 2º modos de vibração dos modelos C e D. | 47 |
| Tabela 3.24: Força de corte basal máxima e deslocamento máximo dos modelos C e D. | 49 |
| Tabela 3.25: Aceleração máxima e mínima do topo dos modelos C e D. | 50 |
| Tabela 3.26: Deslocamento máximo, mínimo e final do topo dos modelos C e D. | 51 |
| Tabela 3.27: Momentos e rotações máximas e mínimas na base dos pilares dos modelos C e D. | 51 |
| Tabela 3.28: Momentos e distorções máximas e mínimas nas zonas de painel – Modelo D. | 52 |
| Tabela 3.29: Propriedades da parede de alvenaria de enchimento com blocos de betão celular autoclavado. | 59 |
| Tabela 3.30: Períodos dos modos de vibração principais dos modelos D e E. | 59 |
| Tabela 3.31: 1º e 2º modos de vibração dos modelos D e E. | 59 |
| Tabela 3.32: Forças de corte basal máximas e deslocamento máximo dos modelos D e E. | 60 |
| Tabela 3.33: Aceleração máxima e mínima do topo do pórtico dos modelos D e E. (KOBETAR090). | 63 |
| Tabela 3.34: Deslocamento máximo, mínimo e final do topo do pórtico dos modelos D e E. (KOBETAR090). | 63 |
| Tabela 3.35: Aceleração máxima e mínima do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTHRTAR090). | 65 |
| Tabela 3.36: Deslocamento máximo, mínimo e final do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTHRTAR090). | 66 |
| Tabela 3.37: Períodos dos principais modos de vibração dos modelos. | 69 |
| Tabela 3.38: Vetores próprios do 1º modo de vibração dos modelos. | 69 |
| Tabela 3.39: Vetores próprios correspondentes ao modo de vibração vertical dos modelos. | 70 |
| Tabela 3.40: Força de corte basal máxima e deslocamento máximo dos modelos com comportamento de material não-linear. | 70 |
| Tabela 3.41: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (KOBETAR090) | 72 |
| Tabela 3.42: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico nos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (KOBETAR090) | 72 |
| Tabela 3.43: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (NORTHRTAR090). | 73 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 3.44: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico dos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (NORTH\TAR090) | 74 |
| Tabela 4.1: Propriedades do betão [28]. | 78 |
| Tabela 4.2: Propriedades dos varões de aço [28]. | 78 |
| Tabela 4.3: Parâmetros da ligação sapata-pilar [28]. | 78 |
| Tabela 4.4: Propriedades da parede de alvenaria de enchimento. | 79 |
| Tabela 4.5: Especificações dos acelerogramas..... | 80 |
| Tabela 4.6: Fatores de escala dos acelerogramas | 81 |
| Tabela 4.7: Comparação dos resultados computacionais com os experimentais..... | 82 |
| Tabela 4.8: Momentos e rotações, máximas e mínimas, das ligações sapata-pilar A1 e B1. | 83 |
| Tabela 4.9: Momentos e curvaturas, máximas e mínimas, na base dos pilares A1 e B1. . | 83 |
| Tabela 4.10: Comparação dos resultados experimentais com os computacionais do modelo com ligações sapata-pilar rígidas..... | 86 |
| Tabela 4.11: Momentos e curvaturas, máximas e mínimas, na base dos pilares A1 e B1 – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. | 86 |
| Tabela 4.12: Parâmetros da ligação sapata-pilar do modelo original e modelo 14. | 88 |
| Tabela 4.13: Comparação dos resultados experimentais com os computacionais do modelo calibrado..... | 90 |
| Tabela 4.14: Momentos e rotações, máximas e mínimas, das ligações sapata-pilar parametrizadas. | 90 |
| Tabela 4.15: Momentos e curvaturas, máximas e mínimas, na base dos pilares A1 e B1. | 91 |
| Tabela 5.1: Secções das vigas por piso. | 97 |
| Tabela 5.2: Secções dos pilares por pisos. | 97 |
| Tabela 5.3: Propriedades de resistência do aço. ([37]) | 97 |
| Tabela 5.4: Propriedades medidas do material das secções. [55] e [66] | 97 |
| Tabela 5.5: Peso por piso. [55] | 97 |
| Tabela 5.6: Parâmetros dos modelos de plasticidade concentrada dos pilares. [43] | 98 |
| Tabela 5.7: Parâmetros dos modelos de plasticidade concentrada das vigas [43] | 99 |
| Tabela 5.8: Percentagem de variação dos parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas da cobertura..... | 99 |
| Tabela 5.9: Parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas da cobertura em Z/EW. | 100 |
| Tabela 5.10: Percentagens de variação da rotação plástica pré-momento máximo..... | 100 |
| Tabela 5.11: Percentagens de variação da rotação pós-momento máximo. | 100 |
| Tabela 5.12: Percentagens de variação da capacidade de rotação plástica acumulada de referência..... | 100 |
| Tabela 5.13: Rotação plástica pré-momento máximo das vigas em Z/EW..... | 101 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 5.14: Rotação pós-momento máximo das vigas em Z/EW. | 101 |
| Tabela 5.15: Rotação plástica acumulada de referência das vigas em Z/EW. | 101 |
| Tabela 5.16: Parâmetros do modelo trilinear da zona de painel. | 102 |
| Tabela 5.17: Parâmetros do modelo bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> da zona de painel. | 103 |
| Tabela 5.18: Comparação dos parâmetros do modelo bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> com o modelo trilinear da zona de painel. | 103 |
| Tabela 5.19: Propriedades das paredes exteriores. | 103 |
| Tabela 5.20: Massas e forças aplicadas por piso. | 104 |
| Tabela 5.21: Comparação dos períodos do 1º e 2º modos de vibração. | 105 |
| Tabela 5.22: Vetores próprios do 1º e 2º modo de vibração. | 105 |
| Tabela 5.23: Massas e deslocamentos modais de cada piso. | 106 |
| Tabela 5.24: PGA para cada intensidade das componentes da ação sísmica. | 114 |
| Tabela 5.25: Erros relativos dos deslocamentos máximos. | 116 |
| Tabela 5.26: Erros relativos dos <i>drifts</i> máximos entre pisos. | 117 |
| Tabela 5.27: Erros relativos das acelerações máximas. | 118 |
| Tabela 5.28: Erros relativos das forças de corte máximas. | 119 |
| Tabela 5.29: Erros relativos dos <i>overturning moments</i> máximos. | 120 |
| Tabela A.1: Valores médios dos parâmetros do modelo de deterioração das vigas [42]. | 144 |
| Tabela B.1: Acelerações máximas e mínimas, RMSD e %RMSD das acelerações ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo. | 146 |
| Tabela B.2: Deslocamentos máximos e mínimos, RMSD e %RMSD dos deslocamentos ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo. | 147 |
| Tabela D.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede. | 155 |
| Tabela D.2: Propriedades dos pilares. | 155 |
| Tabela D.3: Propriedades da parede. | 155 |
| Tabela D.4: Determinação das propriedades do elemento diagonal que representa a parede. | 155 |
| Tabela D.5: Parâmetros da parede no plano (IP). | 155 |
| Tabela D.6: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 1). | 155 |
| Tabela D.7: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 2). | 156 |
| Tabela D.8: Número de pontos e número de fibras. | 156 |
| Tabela D.9: Interação momento de cedência – força axial de cedência. | 156 |
| Tabela D.10: Parâmetros para a determinação das propriedades das fibras. | 156 |
| Tabela D.11: Propriedades das fibras. | 156 |
| Tabela D.12: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante. | 157 |

| | |
|---|-----|
| Tabela E.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede. | 159 |
| Tabela E.2: Propriedades dos pilares. | 159 |
| Tabela E.3: Propriedades da parede. | 159 |
| Tabela E.4: Determinação das propriedades do elemento diagonal que representa a parede. | 159 |
| Tabela E.5: Parâmetros da parede no plano (IP). | 159 |
| Tabela E.6: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 1). | 159 |
| Tabela E.7: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 2). | 160 |
| Tabela E.8: Número de pontos e número de fibras. | 160 |
| Tabela E.9: Interação momento de cedência – força axial de cedência. | 160 |
| Tabela E.10: Parâmetros para a determinação das propriedades das fibras. | 160 |
| Tabela E.11: Propriedades das fibras. | 160 |
| Tabela E.12: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante. | 161 |
| Tabela F.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede. | 163 |
| Tabela F.2: Propriedades dos pilares. | 163 |
| Tabela F.3: Propriedades da parede. | 163 |
| Tabela F.4: Determinação das propriedades do elemento diagonal que representa a parede. | 163 |
| Tabela F.5: Parâmetros da parede no plano (IP). | 163 |
| Tabela F.6: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 1). | 164 |
| Tabela F.7: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 2). | 164 |
| Tabela F.8: Número de pontos e número de fibras. | 164 |
| Tabela F.9: Interação momento de cedência – força axial de cedência. | 164 |
| Tabela F.10: Parâmetros para a determinação das propriedades das fibras. | 164 |
| Tabela F.11: Propriedades das fibras. | 165 |
| Tabela F.12: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante. | 165 |
| Tabela G.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 1º piso. | 167 |
| Tabela G.2: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 1º piso. | 167 |
| Tabela G.3: Propriedades da parede no plano (IP) – 1º piso. | 167 |
| Tabela G.4: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 2º, 3º e 4º pisos. | 167 |
| Tabela G.5: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 2º, 3º e 4º pisos. | 168 |
| Tabela G.6: Propriedades da parede no plano (IP) – 2º, 3º e 4º pisos. | 168 |
| Tabela G.7: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 1º piso. | 168 |

| | |
|---|-----|
| Tabela G.8: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 1º piso. | 168 |
| Tabela G.9: Propriedades da parede no plano (IP) – 1º piso. | 168 |
| Tabela G.10: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 2º, 3º e 4º pisos..... | 168 |
| Tabela G.11: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 2º, 3º e 4º pisos..... | 168 |
| Tabela G.12: Propriedades da parede no plano (IP) – 2º, 3º e 4º pisos. | 168 |

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

Abreviaturas

| | | |
|-----|---|----------------|
| EC8 | - | Eurocódigo 8 |
| TAR | - | <i>Tarzana</i> |
| DUZ | - | <i>Düzce</i> |
| vs | - | <i>Versus</i> |

Siglas

| | | |
|----------|---|---|
| ADI | - | Análise dinâmica incremental |
| CQC | - | Combinação quadrática completa |
| CQS | - | Combinação quadrática simples |
| EN | - | European standard (Norma Europeia) |
| FCT | - | Faculdade de Ciências e Tecnologia |
| FEMA | - | Federal Emergency Management Agency |
| GDL | - | Grau de liberdade |
| IPQ | - | Instituto português da qualidade |
| LNEC | - | Laboratório Nacional de Engenharia Civil |
| NEES | - | <i>Network for Earthquake Engineering Simulation</i> |
| MEW | - | <i>Modal effective weight</i> (peso modal efetivo) |
| NP | - | Norma Portuguesa |
| OTM | - | <i>Overturning moment</i> |
| OpenSees | - | <i>Open System for Earthquake Engineering Simulation</i> |
| PEER | - | <i>Pacific Earthquake Engineering Research Center</i> |
| PGA | - | <i>Peak ground acceleration</i> (aceleração máxima do solo) |
| PTV | - | Princípio dos trabalhos virtuais |
| RMSD | - | <i>Root-mean-square deviation</i> |
| SAP2000 | - | <i>Structural Analysis Program 2000</i> |
| SHS | - | <i>Square hollow section</i> |
| TG | - | Transformação geométrica |
| UNL | - | Universidade Nova de Lisboa |

Símbolos

| | |
|---------------|--|
| A | - Área |
| A_{eff} | - Área efetiva de corte |
| A_m | - Amplitude |
| A_n | - Área de superfície de contacto horizontal entre a argamassa e os blocos de uma fila de uma parede de alvenaria |
| a | - Aceleração |
| a_0 | - Constante de proporcionalidade entre a massa e o amortecimento |
| a_1 | - Constante de proporcionalidade entre a rigidez e o amortecimento |
| a_{iw} | - Largura do elemento diagonal que simula a parede |
| B_f | - Comprimento da viga entre as linhas médias dos pilares |
| B_{iw} | - Comprimento da parede |
| b_c | - Largura da secção do pilar |
| b_f | - Largura do banzo |
| $[C]$ | - Matriz de amortecimento |
| C_b | - Coeficiente de endurecimento |
| C_{b_m} | - Coeficiente de endurecimento da mola |
| $C_{b_{mem}}$ | - Coeficiente de endurecimento do membro |
| Cq_{ij} | - Coeficiente de correlação |
| c | - Amortecimento |
| d | - <i>Drift</i> |
| E | - Módulo de <i>Young</i> ou Módulo de elasticidade |
| E_{acc} | - Energia sísmica |
| E_f | - Módulos de elasticidade da estrutura |
| E_{iw} | - Módulos de elasticidade da parede |
| E_m^* | - Energia de deformação do sistema equivalente a 1 GDL |
| E_t | - Capacidade de dissipação de energia histerética |
| F | - Força |
| F_a | - Força de atrito |
| F_b | - Força do corte basal |
| F_c | - Força de amortecimento |
| F_i | - Força de inércia |
| F_m | - Força da mola |
| F_y^* | - Força de cedência do sistema equivalente a 1 GDL |
| f | - Frequência |
| f_{ss} | - Primeira frequência de vibração natural da parede |
| G | - Módulo de distorção |
| g | - Gravidade, 9,81 m/s ² |
| H_f | - Altura do pilar entre as linhas médias das vigas |
| H_{iw} | - Altura da parede |
| h | - Altura da secção |

| | | |
|------------|---|---|
| h_b | - | Altura da secção da viga |
| h_c | - | Altura da secção do pilar |
| h_w | - | Altura da alma |
| I | - | Momento de inércia |
| I_{elem} | - | Momento de inércia do elemento |
| I_{eq} | - | Momento de inércia equivalente |
| I_c | - | Momento de inércia da secção do pilar |
| I_{iw} | - | Momento de inércia da parede para fora do plano |
| I'_{iw} | - | Momento de inércia da secção fendilhada da parede para fora do plano |
| i_y | - | Raio de giração em torno de y |
| $[K]$ | - | Matriz de rigidez |
| K_e | - | Rigidez elástica |
| K_e^V | - | Rigidez elástica de corte |
| K_m | - | Rigidez da mola |
| K_{mem} | - | Rigidez do membro |
| K_p | - | Rigidez plástica |
| K_p^V | - | Rigidez plástica de corte |
| K_{rec} | - | Rigidez de recarga |
| K_u | - | Rigidez última |
| K_u^V | - | Rigidez última de corte |
| K_{vp} | - | Rigidez do elemento de barra |
| k | - | Rigidez |
| L | - | Comprimento |
| L_b | - | Comprimento da viga desde a face do pilar ao apoio lateral mais próximo |
| L_{elem} | - | Comprimento do elemento |
| L_i | - | Fator modal |
| L_p | - | Comprimento da zona plástica |
| L_v | - | Comprimento de corte |
| M | - | Momento fletor |
| $[M]$ | - | Matriz de massa |
| M_{cr} | - | Momento de fendilhação |
| M_i | - | Massa generalizada |
| M_m | - | Momento fletor da mola |
| $M_{máx}$ | - | Momento fletor máximo |
| M_n | - | Momento resistente para uma força axial não nula, da parede |
| M_{n0} | - | Momento resistente considerando um esforço axial nulo, da parede |
| M_p | - | Momento plástico |
| M_r | - | Momento residual |
| M_u | - | Momento último |
| M_y' | - | Momento de cedência efetiva |
| m | - | Massa |

| | | |
|------------|---|--|
| N | - | Esforço axial |
| N_y | - | Esforço axial de cedência |
| P_{ce} | - | Peso total sobre a parede |
| P_{H0} | - | Força horizontal máxima no plano da parede a que esta resiste sem estar sujeita a carregamentos perpendiculares. |
| P_H | - | Força horizontal resistente da parede no plano, na presença de uma força perpendicular a esta |
| P_N | - | Força perpendicular resistente da parede na presença de uma força no seu plano |
| P_{N0} | - | Força perpendicular resistente da parede sem carregamentos no seu plano |
| P_n | - | Força axial resistente da parede para um momento fletor não nulo |
| P_{n0} | - | Força axial resistente da parede para um momento fletor nulo / Resistência axial do elemento diagonal que representa a parede |
| p | - | Fator de controlo do carregamento |
| Q_{ce} | - | Esforço transversal resistente esperado da parede |
| q | - | Coeficiente de comportamento |
| q_i | - | Coordenada modal |
| q_u | - | Relação entre a aceleração de uma estrutura com comportamento perfeitamente elástico ilimitado e a aceleração de uma estrutura com comportamento não-linear e resistência limitada |
| r_{iw} | - | Comprimento da diagonal da parede |
| S_a | - | Aceleração do sismo |
| S_e | - | Aceleração do espectro |
| T | - | Período |
| T_c | - | Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante |
| t | - | Espessura |
| t_{cf} | - | Espessura do banzo do pilar |
| t_f | - | Espessura do banzo |
| t_{iw} | - | Espessura da parede |
| t_p | - | Espessura da zona do painel |
| t_w | - | Espessura da alma |
| u | - | Deslocamento |
| u_{et}^* | - | Deslocamento alvo para um sistema equivalente a 1GDL, com comportamento perfeitamente elástico. |
| u_{Hcp0} | - | Deslocamento máximo da parede no plano |
| u_m^* | - | Deslocamento último do sistema equivalente a 1 GDL |
| u_{max} | - | Deslocamento máximo |
| u_{Ncp0} | - | Deslocamento máximo para fora do plano da parede |
| u_{Ny0} | - | Deslocamento de cedência para fora do plano da parede |
| u_t^* | - | Deslocamento alvo para um sistema equivalente a 1GDL, com comportamento elasto-plástico. |
| u_y^* | - | Deslocamento de cedência do sistema equivalente a 1 GDL |
| V | - | Esforço transversal |

| | | |
|--------------------------|---|--|
| V_{fre} | - | Esforço transversal resistente esperado da estrutura |
| V_{ine} | - | Esforço transversal resistente esperado da parede |
| V_p | - | Esforço transversal plástico resistente |
| V_y | - | Esforço transversal de cedência |
| W_{iw} | - | Peso da parede |
| W_{pl} | - | Módulo de flexão plástico de uma secção transversal |
| w | - | Frequência angular |
| w_{iw} | - | Peso por unidade de comprimento de altura da parede |
| w_n | - | Frequência angular natural |
| α | - | Coefficiente de dilatação |
| Γ | - | Coefficiente de transformação |
| γ_{iw} | - | Peso volumico da parede |
| γ_p | - | Distorção plástica resistente |
| γ_y | - | Distorção de cedência |
| γ_u | - | Distorção última |
| δ | - | Alongamento |
| ε | - | Extensão |
| ε_{c1} | - | Extensão correspondente à tensão média de resistência do betão |
| ε_{cu} | - | Extensão última do betão |
| ε_r | - | Erro relativo |
| θ_{diag} | - | Ângulo da diagonal entre as linhas médias dos pilares e das vigas e a base |
| θ_{iw} | - | Ângulo entre a diagonal da parede e a base |
| θ_m | - | Rotação da mola |
| $\theta_{m\acute{a}x}$ | - | Rotação máxima |
| θ_{mem} | - | Rotação do membro |
| $\theta_{pam\acute{a}x}$ | - | Rotação plástica pré-momento máximo |
| $\theta_{pdm\acute{a}x}$ | - | Rotação plástica pós-momento máximo |
| θ_u | - | Rotação última |
| θ_{vp} | - | Rotação do elemento de barra |
| θ_y' | - | Rotação de cedência efetiva |
| κ | - | Coefficiente de resistência residual |
| Λ | - | Capacidade de rotação plástica de referência |
| λ_L | - | Escala geométrica |
| λ_g | - | Escala da gravidade |
| λ_a | - | Escala das acelerações |
| λ_t | - | Escala do tempo |
| λ_2 | - | Esbelteza da parede para fora do plano |
| μ_{Ncp0} | - | Relação de ductilidade |
| ν | - | Coefficiente de <i>Poisson</i> em regime elástico |
| ξ | - | Coefficiente de amortecimento |

| | | |
|----------------|---|---|
| σ | - | Tensão |
| σ_{cm} | - | Tensão média de resistência betão |
| σ_{ine} | - | Tensão de tração resistente da parede |
| σ'_{iw} | - | Tensão de compressão resistente mínima esperada da parede |
| σ_r | - | Tensão de rotura |
| σ_u | - | Tensão última |
| σ_y | - | Tensão de cedência |
| τ_{me} | - | Tensão de corte resistente esperada da parede |
| τ_{te} | - | Tensão de corte média na base da parede |

1. Introdução

1.1. Motivação

Os sismos são fenómenos causados por uma súbita libertação de energia na crosta terrestre, que dá origem a ondas sísmicas. Estes fenómenos podem ser naturais, ou provocados por ação humana. Os sismos naturais podem ocorrer devido ao colapso de massas rochosas ou abatimento de grutas (Sismos de Colapso), ter origem vulcânica (Sismos Vulcânicos), ou mais frequentemente, devido a movimentos tectónicos (Sismos Tectónicos). As ações humanas que podem originar um sismo são por exemplo a prospeção de recursos naturais (fluídos ou minerais), a concentração de grandes massas de água em albufeiras ou barragens, a detonação de explosivos, entre outros.

Os sismos podem ter consequências socioeconómicas elevadas pelo que é necessário estudar os seus efeitos nas estruturas, podendo estes ser determinados, quer por análises experimentais, quer por análises numéricas.

As análises sísmicas experimentais são habitualmente realizadas através de modelos reduzidos ou modelos à escala real que podem representar: apenas elementos da estrutura, partes da estrutura ou a estrutura completa. Estas análises podem ser feitas por ensaios em mesa sísmica (dinâmicos), ensaios pseudo-dinâmicos ou ensaios cíclicos (quase-estáticos), sendo os ensaios em mesa sísmica os mais completos para a avaliação da resposta de uma estrutura sujeita a sismos [44]. Devido aos seus custos, os ensaios experimentais são realizados com o objetivo de estudar o comportamento sísmico das estruturas, de verificar métodos de análise e validar e/ou calibrar modelos analíticos/computacionais.

Atualmente o dimensionamento de estruturas sujeitas a sismos, na União Europeia, é feito segundo as normas europeias e portuguesas, “NP EN 1998: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos” [33], em conjunto com as normas: “NP EN 1990: Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas” [30]; “NP EN 1997: Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico”; “NP EN 1993: Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço” [32]; “NP EN 1992: Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão” [34] e também “NP EN 1999: Eurocódigo 9 – Projecto de estruturas de alumínio”; de forma a dimensionar e projetar estruturas seguras a sismos.

A avaliação do desempenho de estruturas a sismos difere do dimensionamento, pois o seu objetivo é estudar e compreender o desempenho das estruturas durante um sismo, para posteriormente se aplicar os conhecimentos adquiridos, no dimensionamento de estruturas seguras.

Uma das problemáticas da avaliação do desempenho de estruturas a sismos reside na implementação de modelos capazes de reproduzir fielmente o comportamento das estruturas, nomeadamente, o seu comportamento não-linear. Estes modelos, aplicados a estruturas em aço, têm sido estudados experimentalmente e desenvolvidos analiticamente e numericamente ao longo dos últimos anos, o que permitiram uma evolução da modelação de estruturas, principalmente em programas de elementos finitos.

O *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER), nos Estados Unidos da América, tem desenvolvido uma plataforma computacional de investigação em engenharia sísmica, designado de *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (*OpenSees*). O *OpenSees* é um programa de simulação da resposta sísmica de estruturas de código aberto permitindo o seu desenvolvimento por investigadores e outros utilizadores. Para além do desenvolvimento do *OpenSees*, o PEER criou também uma base de dados disponível ao público, descrevendo os principais sismos fortes registados mundialmente [57]. Os acelerogramas usados neste trabalho foram obtidos a partir desta base de dados.

1.2. Objetivos

O objetivo deste trabalho é o estudo, aplicação e avaliação de várias técnicas de modelação não-linear de estruturas em aço sujeitas a sismos, nomeadamente: diferentes tipos de transformação geométrica para a consideração ou não dos efeitos de segunda ordem, vários tipos de elementos finitos, vários modelos de comportamento de materiais, um modelo de comportamento das zonas de ligação entre os pilares e vigas soldadas, designada de zona de painel, e um modelo que simula o comportamento de paredes de alvenaria de enchimento.

A avaliação das técnicas de modelação é feita através da análise do desempenho sísmico de duas estruturas, em dois casos de estudo, sendo o primeiro, definido pela análise da estrutura de betão armado com uma parede de alvenaria de enchimento, designada de estrutura de teste, estudada por *Hashemi e Mosalam* em 2007 [28], e, o segundo caso, pela análise do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, testado no *E-Defense* em 2007 [17].

Nos casos de estudo, as estruturas são modeladas tridimensionalmente e analisadas no programa de elementos finitos *OpenSees*, sendo os resultados obtidos comparados com os resultados experimentais.

1.3. Conteúdo e Organização da Dissertação

O trabalho desenvolve-se em seis capítulos, sendo o primeiro capítulo a Introdução onde se apresenta a motivação, que indica as razões pela qual foi iniciada esta dissertação, os objetivos deste trabalho, e a descrição do conteúdo e organização desta.

No segundo capítulo, intitulado de Métodos de Análise Sísmica, são referidos os principais métodos de análise sísmica existentes, sendo abordadas a análise estática não-linear ou análise *pushover*, a análise dinâmica linear por espectro de resposta e a análise dinâmica não-linear.

O terceiro capítulo trata da Modelação de Estruturas em *OpenSees*, onde são abordados as transformações geométricas, os modelos de comportamento dos materiais, de elementos finitos, o comportamento das zonas de ligação entre vigas e pilares, e o comportamento de paredes de alvenaria de enchimento. Ao longo desse capítulo são apresentados vários exemplos, sendo feita uma comparação global dos resultados obtidos e apresentadas as conclusões no final.

O quarto capítulo trata do primeiro caso do estudo, onde é estudada uma estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento, designada de estrutura de teste, descrita em *Hashemi e Mosalam* em 2007 [28]. Neste capítulo é definido um modelo computacional da estrutura em estudo e apresentada a análise dinâmica não-linear realizada. Por fim, são apresentados e discutidos os resultados deste capítulo comparativamente aos resultados experimentais. Para além disso, realizou-se uma análise paramétrica de forma a melhorar os resultados obtidos.

O quinto capítulo trata do segundo caso de estudo, onde é estudado o edifício de quatro pisos, com estrutura em aço, testado no *E-Defense* em 2007 [17]. O edifício é modelado aplicando os princípios de modelação referidos neste trabalho, sendo de seguida definidas as análises, e apresentados os resultados de cada uma delas comparativamente aos resultados experimentais.

O sexto capítulo é o capítulo final deste trabalho, onde são apresentadas as conclusões finais e os desenvolvimentos futuros.

2. Métodos de Análise Sísmica

2.1. Introdução

Os métodos de análise sísmica podem ser divididos em análises lineares e análises não-lineares, e, estáticas ou dinâmicas. Assim as análises podem ser classificadas de: (a) análises estáticas lineares; (b) análises dinâmicas lineares; (c) análises estáticas não-lineares; e (d) análises dinâmicas não-lineares [44].

O dimensionamento de estruturas a sismos é habitualmente feito por análises lineares através, por exemplo, do método de análise modal por espectro de resposta, previsto no Eurocódigo 8 [33]. Este método de análise é simplificado, pois a ação sísmica é obtida por espectro de resposta e o comportamento não-linear da estrutura é tido em conta por coeficientes de comportamento. Outros métodos de análise mais utilizados recentemente no dimensionamento de estruturas, são métodos não-lineares, como é exemplo, a análise estática não-linear, também conhecida por análise *pushover*, que permite estudar o comportamento não-linear das estruturas de forma mais precisa.

É importante ter em conta que a ação sísmica induz sempre na estrutura uma resposta dinâmica, pois é uma ação que varia ao longo do tempo e que gera forças de inércia e amortecimento na estrutura [44]. Para além disso, os sismos de maior intensidade podem excitar as estruturas em regime não-linear. Assim, os estudos do comportamento estrutural mais fiáveis são feitos por análises dinâmicas não-lineares com recurso a acelerogramas.

Na análise sísmica de estruturas é usual assumir as fundações e o solo rígidos comparativamente à estrutura em estudo, e que se movem em fase com o sismo [24].

Os métodos de análise sísmica que podem ser utilizados no dimensionamento estrutural, com indicação daqueles que estão regulamentados no Eurocódigo 8 [33], são descritos na Tabela 2.1, por ordem crescente de fiabilidade de representação da resposta estrutural, da complexidade de análise e dos requisitos de modelação.

Tabela 2.1: Análises sísmicas para dimensionamento estrutural, adaptado de [24].

| Categoria | Procedimento de Análise | Relação Força-Deformação | Deslocamentos | Ação Sísmica | Método de Análise | EC8 |
|------------|-------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|--|-----|
| Linear | Estática Linear | Linear | Pequenos | Força lateral equivalente | Análise estática linear | Sim |
| | Dinâmica Linear I | Linear | Pequenos | Espectro de resposta | Análise modal por espectro de resposta | Sim |
| | Dinâmica Linear II | Linear | Pequenos | Sismograma | Análise temporal linear | Não |
| Não-Linear | Estática Não-Linear | Não-Linear | Pequenos ou Grandes | Força lateral equivalente | Análise estática não-linear | Sim |
| | Dinâmica Não-Linear | Não-Linear | Pequenos ou Grandes | Sismograma | Análise temporal não-linear | Sim |

Podemos, por conseguinte, afirmar que as análises não-lineares são análises preferenciais para a avaliação da resposta sísmica de estruturas devido à sua fiabilidade, dado que, contemplam o seu comportamento não-linear. Assim, através da comparação dos resultados obtidos nas análises não-lineares com os resultados experimentais, é possível desenvolver modelos matemáticos e computacionais, que reproduzem com precisão os comportamentos não-lineares das estruturas verificados experimentalmente.

Assim, neste trabalho, uma vez que se pretende avaliar o desempenho de estruturas, optou-se por executar três tipos de análise sísmica: análise modal, análise estática não-linear / análise *pushover* e análise temporal não-linear / análise dinâmica não-linear.

2.2. Análises Dinâmicas

2.2.1. Breve Introdução à Dinâmica de Estruturas

O estudo do comportamento de estruturas sujeitas a ações dinâmicas considera três propriedades fundamentais: a massa (m), a rigidez (k) e o amortecimento (c).

Assim, considera-se um sistema discreto elástico, definido por um corpo rígido com um grau de liberdade (GDL), com as três propriedades fundamentais descritas anteriormente, com um deslocamento (u) e sujeito a uma força externa ($F(t)$), representado na Figura 2.1.

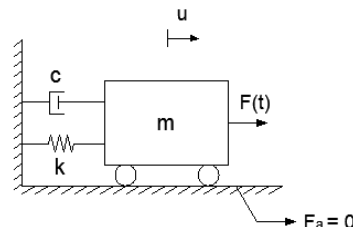


Figura 2.1: Sistema discreto de 1 GDL.

Aplicando a segunda lei de *Newton*, Eq. (2.1), em que a força (F) é igual à massa (m) vezes a aceleração (a), o sistema pode ser representado por um equilíbrio dinâmico de forças, Eq. (2.2), composto pela força externa ($F(t)$), força de amortecimento (F_c), força elástica da mola (F_m) e força de *d'Alembert* ou força de inércia (F_i).

$$F = m \cdot a \quad (2.1)$$

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F(t) \quad (2.2)$$

em que u é o deslocamento, \dot{u} é a primeira derivada de u (velocidade) e \ddot{u} é a segunda derivada de u (aceleração) em ordem ao tempo.

A Eq. (2.2) descreve o comportamento dinâmico de uma estrutura linear, caracterizado por uma mola com rigidez elástica, descrita pela função $F_m = k \cdot u$.

Para sistemas não-lineares a mola é definida pela função não-linear $F_m = F(u, \dot{u})$ [8], que depende do deslocamento (u) e velocidade (\dot{u}). Substituindo o termo linear da mola na Eq. (2.2), pela função não-linear, chegamos à equação do comportamento dinâmico de uma estrutura não-linear, Eq (2.3).

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + F_m(u, \dot{u}) = F(t) \quad (2.3)$$

Até agora foram considerados sistemas lineares com um grau de liberdade devido à sua simplicidade, mas na dinâmica de estruturas são estudadas estruturas mais complexas, com múltiplos graus de liberdade e comportamento não-linear. A resolução desses sistemas mais complexos pela forma analítica não é fácil, mesmo considerando uma função simples para a força externa, assim, estes são normalmente resolvidos de forma numérica [8]. Deste modo, considera-se, para já, apenas um sistema com múltiplos graus de liberdade e comportamento linear para rescrever a equação da dinâmica de estruturas Eq. (2.2) na forma matricial Eq. (2.4).

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{F(t)\} \quad (2.4)$$

2.2.2. Análise Modal por Espectro de Resposta

No dimensionamento de estruturas, a análise sísmica é habitualmente efetuada considerando as ações gravíticas e a ação sísmica representada por espectro de resposta, sendo designada por análise modal por espectro de resposta. Esta é uma análise linear, que pode ser dividida em dois processos de cálculo: a análise modal, e a análise dinâmica (determinação de efeitos) [44]. A análise modal permite determinar as frequências e modos de vibração (em termos de deslocamentos) de uma estrutura, enquanto a análise dinâmica por espectro de resposta permite obter a resposta de uma estrutura a uma ação sísmica, através da sobreposição da resposta associada aos vários modos de vibração.

2.2.2.1. Análise Modal

A análise modal é feita considerando a vibração da estrutura em regime livre, isto é, sem ação externa aplicada, e desprezando o amortecimento. Desta forma, se reescrevermos a equação da dinâmica de estruturas para sistemas com um grau de liberdade, Eq. (2.2), temos:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0 \quad (2.5)$$

As vibrações livres de uma estrutura são definidas por ondas harmónicas simples, caracterizadas pelo período (T) e amplitude (A_m), Figura 2.2.

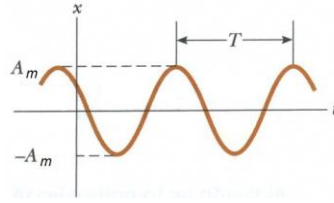


Figura 2.2: Onda harmónica simples. (adaptado [62])

A solução da equação diferencial, Eq. (2.5), é dada pela Equação (2.6).

$$u = A \cdot \cos(w \cdot t) + B \cdot \sin(w \cdot t) \quad (2.6)$$

onde w é a frequência angular, dada por: $w = \sqrt{\frac{k}{m}}$ [rad/s].

Considerando agora um sistema com múltiplos graus de liberdade, pode-se reescrever a Eq. (2.5) na forma matricial, Eq. (2.7).

$$[M] \cdot \{\ddot{\Phi}\} + [K] \cdot \{\Phi\} = \{0\} \quad (2.7)$$

em que $\{\Phi\}$ é o vetor dos deslocamentos modais e $\{\ddot{\Phi}\}$ é o vetor da segunda derivada dos deslocamentos modais (acelerações modais).

Sabendo que $\{\ddot{\Phi}\} = -w^2 \cdot \{\Phi\}$, deduzido a partir da Eq. (2.6), pode-se reescrever a Eq. (2.7) na forma:

$$([K] - w^2 \cdot [M]) \cdot \{\Phi\} = \{0\} \quad (2.8)$$

A resolução da Eq. (2.8) é um problema de valores e vetores próprios. Estes correspondem, respetivamente, ao quadrado das frequências angulares e aos modos de vibração, e são tantos, quanto o número de graus de liberdade do sistema considerados.

2.2.2.2. Espectros de resposta

Os espectros de resposta são uma representação simplificada da ação sísmica, pois são determinados pelo estudo de vários osciladores com 1 GDL, com o mesmo amortecimento e diferentes frequências de vibração, sujeitos a uma ação sísmica normalmente definida por um acelerograma. A partir do seu estudo, obtém-se para cada um dos osciladores a sua resposta máxima que, relacionada com a respetiva frequência ou período, permite traçar o espectro de resposta da ação sísmica aplicada. Os espectros de resposta mais comuns são os espectros de resposta de acelerações, que relacionam as acelerações com os períodos das estruturas, para um dado amortecimento, Figura 2.3 b).

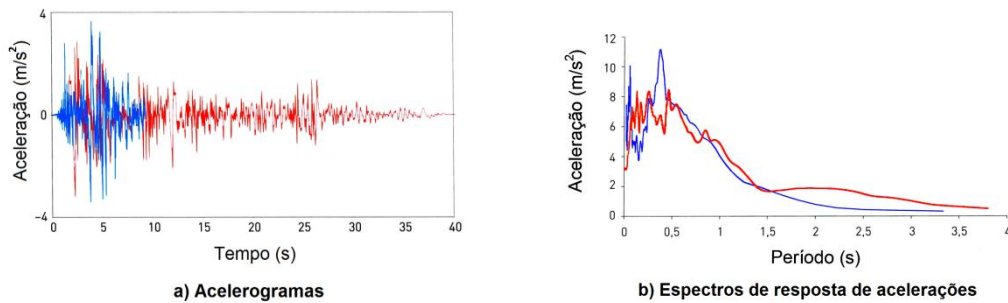


Figura 2.3: Acelerogramas e respetivos espectros de resposta (adaptado de [44])

É importante referir que o amortecimento varia consoante o tipo de estrutura. Por conseguinte, os espectros de resposta são determinados para diferentes valores de amortecimento. Para além disso deve-se ter em conta que o amortecimento considerado influencia a resposta sísmica, pois quanto maior for o amortecimento, menor será resposta sísmica de uma estrutura.

Segundo o Eurocódigo 8 [33], a realização da análise modal por espectro de resposta é feita utilizando espectros de resposta regulamentares. Estes espectros são curvas idealizadas, e são definidos por serem uma envolvente dos espectros de resposta de osciladores de 1 GDL determinados para várias ações sísmicas, depois de serem validados e tratados [44]. Os espectros de resposta regulamentares previstos no EC8 são os espectros de resposta elástica e os espectros de cálculo.

Os espectros de resposta elástica são utilizados na determinação dos deslocamentos máximos das estruturas, enquanto os espectros de cálculo, são utilizados na determinação dos esforços máximos de dimensionamento das estruturas. Estes espectros são reduzidos relativamente aos de resposta elástica, pois consideram o comportamento não-linear da estrutura, de forma simplificada, através de um coeficiente de comportamento (q).

Os parâmetros dos espectros dependem da localização da estrutura, tipo de terreno, classe de importância da estrutura, tipo de ação sísmica (tipo 1 - afastado / tipo 2 - próximo), coeficiente de amortecimento relativo (no espectro de resposta elástica) e o coeficiente de comportamento (no espectro de cálculo). Na Figura 2.4 são exemplificados os espectros de cálculo de ações sísmicas do tipo 1 e 2 em Lisboa, para uma estrutura porticada de classe II, fundada num terreno tipo A.

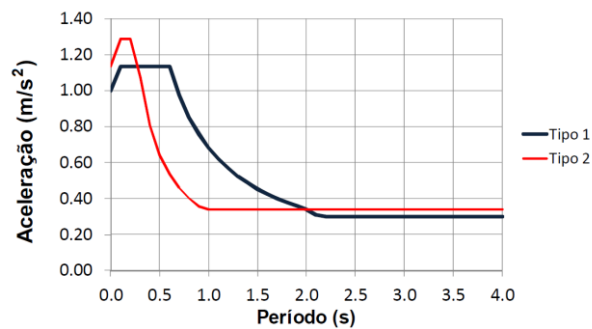


Figura 2.4: Espectros de cálculo de ações sísmicas tipo 1 e 2 para uma estrutura porticada de classe II em Lisboa fundada num terreno tipo A..

2.2.2.3. Análise da resposta dinâmica à ação sísmica

A deformada final da estrutura $\{u\}$ pode ser determinada, após a análise modal, pelo método da sobreposição modal, Eq. (2.9).

$$\{u\} = \sum_{i=1}^n \{\Phi_i\} \cdot q_i \quad (2.9)$$

em que q_i representa a coordenada modal, isto é, a resposta da estrutura à ação sísmica para o modo de vibração i , e n é o número total de modos de vibração.

As coordenadas modais são determinadas pela Equação (2.12) [15], em que: M_i é a massa generalizada Eq. (2.10), L_i é o fator modal Eq. (2.11), $\{I\}$ é a matriz de influência

que define a relação entre a direção dos graus de liberdade e a direção da ação sísmica considerada, sendo constituída por valores de 0 a 1, e S_a é a aceleração do sismo determinada a partir do espectro de resposta, para uma dada frequência (w_i) e amortecimento relativo (ξ_i) (método mencionado anteriormente).

$$M_i = \{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\Phi_i\} \quad (2.10)$$

$$L_i = \{\Phi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{I\} \quad (2.11)$$

$$q_i = \frac{L_i}{w_i^2 \cdot M_i} \cdot S_a(w_i, \xi_i) \quad (2.12)$$

Para sistemas regulares com muitos graus de liberdade, a deformada final da estrutura pode ser determinada sobrepondo apenas os primeiros modos de vibração, pois dão uma boa aproximação do resultado.

A determinação da resposta máxima total, a partir dos modos de vibração, pode ser calculada pela combinação quadrática simples (CQS) ou pela combinação quadrática completa (CQC) dos principais modos de vibração, quando o número total de modos de vibração (n) é muito maior que o número dos principais modos de vibração (m).

A CQS é definida pela Eq. (2.13), e pode ser utilizada quando as frequências dos principais modos de vibração tiverem uma relação fora do intervalo [0,67;1,5].

$$u_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m u_{i max}^2} \quad , \quad (m \ll n) \quad (2.13)$$

Se isso não se verificar é necessário utilizar a CQC.

A CQC pode ser utilizada para qualquer relação de frequências e é definida pela Equação (2.14).

$$u_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m u_{i max} \cdot Cq_{ij} \cdot u_{j max}} \quad , \quad (m \ll n) \quad (2.14)$$

onde o Cq_{ij} é designado por coeficiente de correlação e é calculado pela Eq. (2.15).

$$Cq_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + r_w) \cdot r_w^{3/2}}{(1 - r_w^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot (1 + r_w)^2 \cdot r_w} \quad , \quad r_w = \frac{w_i}{w_j} \quad (2.15)$$

A determinação das forças elásticas pode ser feita na forma matricial Eq. (2.16) e relacionando-a com as equações Eq. (2.8) e Eq.(2.9), obtendo desta forma a Eq. (2.17).

$$\{F\} = [K] \cdot \{u\} \quad (2.16)$$

$$\{F\} = [M] \cdot \left(\sum_{i=1}^n w_i^2 \cdot \{\Phi_i\} \cdot q_i \right) \quad (2.17)$$

2.2.3. Análise Dinâmica Não-Linear

2.2.3.1. Introdução

A análise dinâmica não-linear é o tipo de análise mais fiável utilizada na avaliação do desempenho sísmico de estruturas, sendo que, é uma análise dinâmica realizada através de uma ação sísmica exemplificada pelo acelerograma da Figura 2.5, e que avalia a

resposta dinâmica de uma estrutura considerando o seu comportamento não-linear ao longo do tempo.

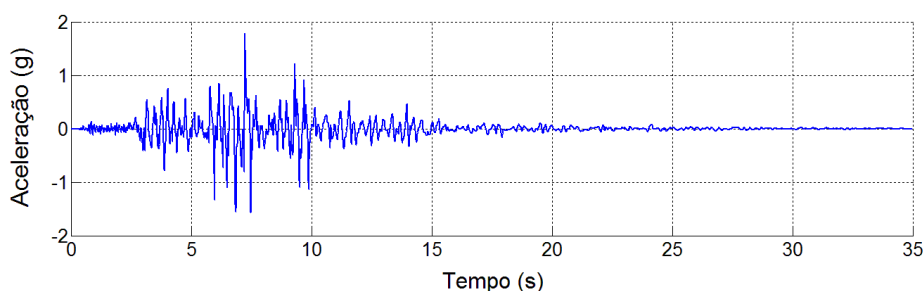


Figura 2.5: Acelerograma do sismo de *Northridge*, Califórnia, 1994. [57]

A análise e dimensionamento de estruturas a sismos, segundo os regulamentos, tanto americano (FEMA 356 [22]) como Europeu (Eurocódigo 8 [33]), prevêem a utilização de análises dinâmicas não-lineares. Em geral, segundo estes regulamentos, a determinação dos valores de cálculo usados nas verificações são obtidos através da média dos resultados máximos de sete ou mais análises temporais, ou a partir do resultado máximo quando o número de análises é menor que esse valor. Para além disso, é necessário considerar ainda no mínimo três acelerogramas atuando em simultâneo (para modelos estruturais tridimensionais) para cada análise temporal.

Recentemente surgiu uma nova metodologia de análise da resposta dinâmica não-linear de estruturas, designada de *Incremental Dynamic Analysis* (IDA), ou em português, Análise Dinâmica Incremental (ADI) [65]. Esta metodologia consiste na análise sísmica de estruturas através da aplicação de um sismograma com escalas de intensidade crescente até ocorrer o colapso da estrutura.

Os objetivos da ADI são o estudo da resposta estrutural para diferentes intensidades da ação sísmica, nomeadamente, o estudo do efeito de ações sísmicas raras; a determinação da capacidade resistente global de estruturas; e, considerando múltiplos registos de IDA, verificar a variação dos parâmetros anteriores para diferentes ações sísmicas [65].

A Análise Dinâmica Incremental tem sido usada principalmente em investigação, mas já esta prevista nos regulamentos americanos, nomeadamente, no FEMA-350 [19] e FEMA-351 [20], onde foi recentemente adotada uma metodologia de aplicação da ADI na análise e dimensionamento de estruturas em aço, com o objetivo de determinar a sua capacidade resistente.

2.2.3.2. Amortecimento

A análise dinâmica não-linear requer a determinação da matriz de amortecimento da estrutura que se pretende analisar. Assim, tendo em conta a elevada complexidade da determinação dos coeficientes da matriz de amortecimento a partir das propriedades da estrutura, estes são normalmente obtidos numericamente pelos coeficientes de amortecimento modais.

Os coeficientes de amortecimento modais de uma estrutura são obtidos experimentalmente, sendo impossível determiná-los para estruturas novas. Desta forma,

são estimados com base em valores registados em estruturas semelhantes, tendo em conta a intensidade da ação a que estiveram sujeitas.

A construção da matriz de amortecimento pode ser feita através de diferentes métodos, dependendo da estrutura e dos seus mecanismos de dissipação de energia. Para estruturas com um sistema estrutural uniforme e uma distribuição uniforme de materiais pela sua altura, considera-se uma matriz de amortecimento clássica (matriz diagonal) [8], que pode ser determinada pelo: método de amortecimento de *Rayleigh*; método de amortecimento de *Caughey*; ou método de sobreposição de matrizes de amortecimento modais [8].

Neste trabalho a matriz de amortecimento foi determinada pelo método *Rayleigh* dado que as estruturas estudadas são uniformes.

O método de amortecimento de *Rayleigh* considera um amortecimento proporcional à massa e à rigidez da estrutura. Se considerarmos esses dois amortecimentos em separado, o amortecimento é dado por:

$$c = a_0 \cdot m \Leftrightarrow c = 2 \cdot \xi \cdot w \cdot m \quad (2.18)$$

$$c = a_1 \cdot k \Leftrightarrow c = \frac{2 \cdot \xi}{w} \cdot k \quad (2.19)$$

onde a_0 e a_1 são constantes com as unidades s^{-1} e s , respetivamente, e ξ é o coeficiente de amortecimento.

As Equações (2.18) e (2.19), apresentadas atrás, não são apropriadas para a análise de sistemas com múltiplos graus de liberdade, pois a variação dos coeficientes de amortecimento modal relativamente às frequências naturais, apresentada na Figura 2.6(a), não é representativa dos resultados experimentais registados. De facto, em geral, observa-se o mesmo coeficiente de amortecimento para vários modos de vibração, e consequentemente várias frequências naturais.

Desta forma, a matriz de amortecimento, consistente com os resultados experimentais e de acordo com o método do amortecimento de *Rayleigh*, é obtida pela soma das duas equações de amortecimento, Eqs. (2.18) e (2.19), de onde resulta a seguinte expressão:

$$c = a_0 \cdot m + a_1 \cdot k \quad (2.20)$$

A variação do coeficiente de amortecimento de *Rayleigh* com a frequência natural é exemplificada na Figura 2.6 (b).

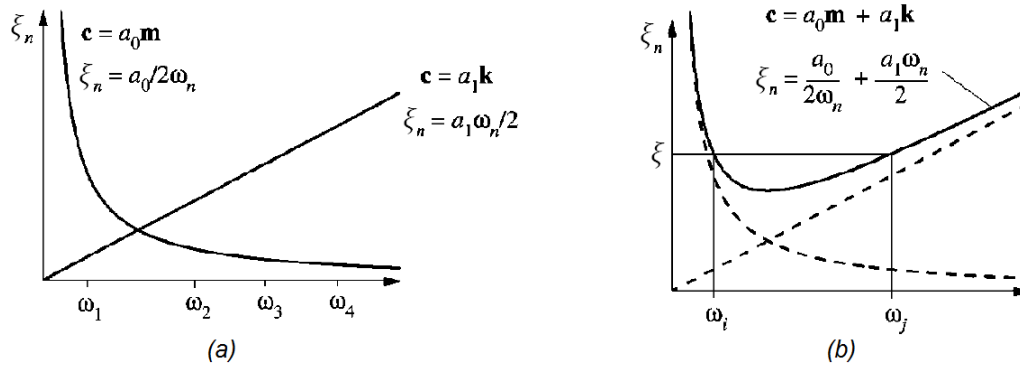


Figura 2.6: (a) Amortecimento proporcional à massa e amortecimento proporcional à rigidez. (b) Amortecimento de *Rayleigh*. (adaptado de [8])

O amortecimento de *Rayleigh* é calculado a partir de dois modos de vibração, assim, considerando o modo i e o modo j de vibração, de forma a determinarmos as constantes a_0 e a_1 podemos escrever a Eq. (2.20) da forma:

$$\frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} 1/w_i & w_i \\ 1/w_j & w_j \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

Se se considerar que os dois modos de vibração têm o mesmo coeficiente de amortecimento obtém-se:

$$a_0 = \xi \cdot \frac{2 \cdot w_i \cdot w_j}{w_i + w_j} \quad (2.22)$$

$$a_1 = \xi \cdot \frac{2}{w_i + w_j} \quad (2.23)$$

Deve-se ter em atenção o andamento do gráfico da Figura 2.6 (b) na escolha dos dois modos de vibração, pois estes devem ter um coeficiente de amortecimento representativo do conjunto dos principais modos de vibração.

2.2.3.3. Métodos numéricos

A análise dinâmica não-linear é uma análise de grande complexidade e com requisitos de modelação elevados. Por isso, é necessário efetuar a computacionalmente através de métodos numéricos temporais.

Considera-se a equação dinâmica de um sistema não-linear:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + F_m(u, \dot{u}) = F(t) \quad (2.24)$$

Considerando um instante i ($F_i = F(t_i)$) e definindo a força resistente correspondente a um sistema elástico linear, isto é, $(F_m)_i = k \cdot u_i$, pode escrever-se a Eq. (2.24) como:

$$m \cdot \ddot{u}_i + c \cdot \dot{u}_i + (F_m)_i = F_i \quad (2.25)$$

Os procedimentos numéricos permitem-nos determinar o deslocamento (u), a velocidade (\dot{u}) e a aceleração (\ddot{u}) no instante seguinte ($i + 1$) que satisfaz a Eq. (2.25) nesse instante da forma:

$$m \cdot \ddot{u}_{i+1} + c \cdot \dot{u}_{i+1} + (F_m)_{i+1} = F_{i+1} \quad (2.26)$$

Newmark [8] desenvolveu vários métodos temporais baseados nas seguintes equações:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma) \cdot \Delta t] \cdot \ddot{u}_i + (\gamma \cdot \Delta t) \cdot \ddot{u}_{i+1} \quad (2.27a)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t) \cdot \dot{u}_i + [(0.5 - \beta) \cdot (\Delta t)^2] \cdot \ddot{u}_i + [\beta \cdot (\Delta t)^2] \cdot \ddot{u}_{i+1} \quad (2.27b)$$

Os parâmetros β e γ determinam a estabilidade e precisão do método e definem a variação da aceleração ao longo de um intervalo de tempo. Os valores típicos assumidos para esses parâmetros são: $\gamma = \frac{1}{2}$ e $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$.

A combinação das duas equações anteriores com a Eq. (2.26), no final de um intervalo de tempo, são a base de cálculo para a determinação do deslocamento (u), velocidade (\dot{u}) e aceleração (\ddot{u}) no instante seguinte.

Para a definição do método de *Newmark* aplicado a sistemas não-lineares considera-se a diferença entre as Equações (2.25) e (2.26), de onde resulta:

$$m \cdot \Delta \ddot{u}_i + c \cdot \Delta \dot{u}_i + (\Delta F_m)_i = \Delta F_i \quad (2.28)$$

Assim a força resistente é definida por:

$$(\Delta F_m)_i = (k_i)_{sec} \cdot \Delta u_i \quad (2.29)$$

Tendo em conta que a rigidez secante, $(k_i)_{sec}$, não pode ser determinada, pois não se sabe u_{i+1} , supondo que o intervalo de tempo é pequeno, a rigidez secante $(k_i)_{sec}$ pode ser substituída pela rigidez tangente $(k_i)_{tan}$ no início desse intervalo, assim:

$$(\Delta F_m)_i \approx (k_i)_{tan} \cdot \Delta u_i \quad (2.30)$$

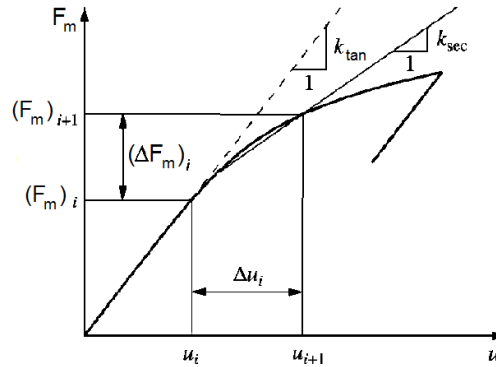


Figura 2.7: Rigidez secante e rigidez tangente num intervalo de tempo. (adaptado de [8])

Juntando as Equações (2.28) e (2.30) e escrevendo a rigidez sem o índice de tangente ($_{tan}$), temos:

$$m \cdot \Delta \ddot{u}_i + c \cdot \Delta \dot{u}_i + k_i \cdot \Delta u_i = \Delta F_i \quad (2.31)$$

A aplicação deste método numérico com passos de tempo (Δt) constantes pode levar a resultados com pouca precisão. As fontes dessa imprecisão são: a consideração da rigidez tangencial em vez da secante; e devido ao facto de que o uso de um passo de tempo constante atrasa a detecção das transições na relação força-deformação [8], isto é, o ponto de inversão da relação força-deformação é detetado para um deslocamento superior ou inferior ao exacto dependentemente do sentido do deslocamento.

Para diminuir o erro devido ao atraso na detecção das transições na relação força-deformação, pode-se considerar um passo de tempo de cálculo mais pequeno, ou através da aplicação de um processo iterativo para a determinação do melhor passo de cálculo, em que, este é ajustado progressivamente de forma a minimizar o erro.

A minimização do erro, devido à consideração da simplificação $(k_i)_{sec} \approx (k_i)_{tan}$, pode ser feita por um processo iterativo. Para isso consideram-se as equações da formulação não-iterativa do método de *Newmark* definidas em [8], escritas para sistemas não-lineares considerando a rigidez tangente:

$$\hat{k}_{tan} \cdot \Delta u = \Delta \hat{F} \quad (2.32)$$

$$\hat{k}_{tan} = k_{tan} + \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \cdot c + \frac{1}{\beta \cdot (\Delta t)^2} \cdot m \quad (2.33)$$

$$\Delta \hat{F} = \Delta F + \left(\frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \cdot m + \frac{\gamma}{\beta} \cdot c \right) \cdot \dot{u}_i + \left[\frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot m + \Delta t \cdot \left(\frac{\gamma}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \cdot c \right] \cdot \ddot{u}_i \quad (2.34)$$

onde \dot{u}_i é a primeira derivada do deslocamento (velocidade) no início do intervalo e \ddot{u}_i é a segunda derivada do deslocamento (aceleração) no início do intervalo.

No processo iterativo, representado na Figura 2.8 (a) e (b), determina-se a primeira aproximação do deslocamento no intervalo ($\Delta u^{(1)}$), pela expressão:

$$\hat{k}_{tan} \cdot \Delta u^{(1)} = \Delta \hat{F} \quad (2.35)$$

Associada a $\Delta u^{(1)}$ está a força $\Delta F^{(1)}$ que é inferior a $\Delta \hat{F}$, assim pode calcular-se o resíduo da força como:

$$\Delta R^{(2)} = \Delta \hat{F} - \Delta F^{(1)} \quad (2.36)$$

O deslocamento adicional $\Delta u^{(2)}$ devido à força residual é determinado por:

$$\hat{k}_{tan} \cdot \Delta u^{(2)} = \Delta R^{(2)} = \Delta \hat{F} - \Delta F^{(1)} \quad (2.37)$$

O deslocamento adicional é usado na determinação de um novo valor do resíduo da força, repetindo-se o processo até atingir a convergência. Este método é utilizado no método de *Newton-Rahphson*, Figura 2.8 (b), e no método de *Newton-Rahphson* modificado, Figura 2.8 (a).

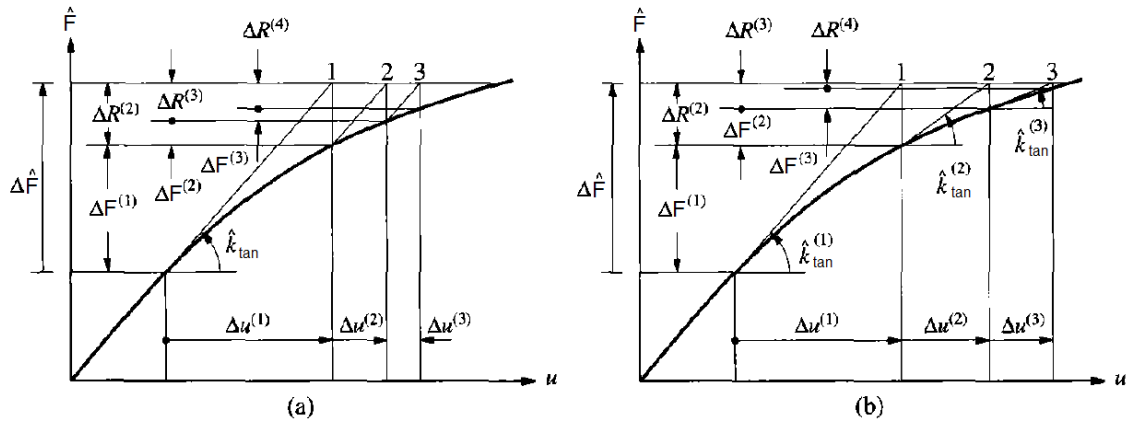


Figura 2.8: Iterações no tempo em sistemas não-lineares (a) Método de *Newton-Rahphson* modificado. (b) Método *Newton-Rahphson*. (adaptado de [8])

O processo iterativo termina ao fim de n iterações, quando o incremento do deslocamento $\Delta u^{(n)}$ se torna suficientemente pequeno comparativamente ao deslocamento estimado atual $\Delta u = \sum_{j=1}^n \Delta u^{(j)}$, isto é:

$$\frac{\Delta u^{(n)}}{\Delta u} < e$$

Por fim, o incremento do deslocamento ao longo do passo de tempo i até $i+1$ é dado por:

$$\Delta u_i = \sum_{j=1}^n \Delta u^{(j)} \quad (2.38)$$

O método de *Newton-Rahphson*, Figura 2.8 (b), converge mais rapidamente que o método *Newton-Rahphson* modificado, Figura 2.8 (a), pois em cada iteração considera os valores das rigidezes $k_{tan}^{(j)}$ e $\hat{k}_{tan}^{(j)}$ atualizadas [8].

Ambos os métodos estão implementados no *OpenSees*.

2.3. Análise Estática Não-Linear (*Pushover*)

2.3.1. Introdução

A análise estática não-linear, ou análise *pushover*, é uma análise que permite avaliar o comportamento não-linear das estruturas sujeitas a sismos e é definida por ser uma análise realizada sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais ou deslocamentos crescentes [33].

Comparativamente à análise dinâmica não-linear, a análise *pushover*, tem um grau de confiança inferior, porque, uma vez que é uma análise estática, não é possível avaliar a deterioração da rigidez e resistência das estruturas na análise, e não tem em conta os efeitos dinâmicos numa estrutura, nomeadamente o amortecimento e permite detetar alterações das características dinâmicas devido à formação de mecanismos plásticos locais [18].

Existem diferentes métodos para a realização de análises estáticas não-lineares descritos em vários regulamentos, nomeadamente: Método do espectro da capacidade resistente (ATC-40 [1]), Método do coeficiente de deslocamento (FEMA 356/357 [22], [23]) e o Método N2 [18].

Segundo o regulamento europeu a análise *pushover* é aplicada pelo Método N2, com o objetivo de: determinar o coeficiente de sobrerresistência (α_u/α_1); avaliar mecanismos plásticos e distribuição de danos; avaliar o desempenho de estruturas; e como uma alternativa a análises estáticas lineares com coeficiente de comportamento.

Na aplicação do método N2 é importante ter em conta algumas limitações inerentes ao próprio método, pois como se verá no próximo capítulo, é um método que se baseia numa distribuição de forças constante ao longo da análise, normalmente proporcional ao primeiro modo de vibração, não contabilizando o efeito de outros modos, que para estruturas altas também são importantes na avaliação do desempenho estrutural [18].

2.3.2. Descrição do Método N2

Neste capítulo é feita uma breve descrição da versão mais simples do Método N2, segundo o Eurocódigo 8 [33] e *Fajfar* [18]. Este é constituído pelos seguintes passos:

1.º) Modelação da estrutura considerando o comportamento não-linear dos seus elementos.

2.º) Aplicação de forças horizontais crescentes para se determinar a capacidade resistente da estrutura.

As forças a aplicar na estrutura são definidas pela Equação (2.39).

$$F_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (2.39)$$

onde p é o fator de controlo do carregamento durante a análise *pushover*, m_i é a massa do piso i e Φ_i é a componente i do modo de vibração considerado, normalizado tal que $\Phi_{i_{máximo}} = 1$.

A determinação da capacidade resistente de uma estrutura é efetuada através do incremento de cargas horizontais até ser atingido 150% do deslocamento-alvo, donde se obtém a curva de capacidade, que é definida pela força de corte basal em função do deslocamento do topo da estrutura.

3.º) Transformação num sistema equivalente de um grau de liberdade.

A massa equivalente a um sistema de 1 GDL (m^*) é calculada como:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i^2 \quad (2.40)$$

O coeficiente de transformação (Γ) ou fator de participação modal, é definido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (2.41)$$

O deslocamento u^* e a força F^* do sistema equivalente de 1 GDL, são calculados por:

$$u^* = \frac{u_n}{\Gamma} \quad ; \quad F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.42)$$

em que u_n é o deslocamento do último piso e F_b é a força de corte basal do sistema de múltiplos graus de liberdade.

Na transformação num sistema equivalente de 1 GDL é determinada uma relação força-deslocamento simplificada, elástica - perfeitamente plástica, a partir da curva de capacidade determinada na análise *pushover*, com a mesma área que a curva de capacidade real da estrutura em análise (Figura 2.9).

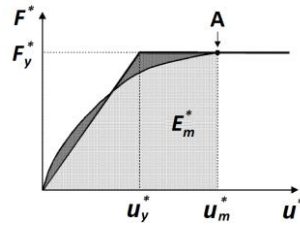


Figura 2.9: Relação entre a curva de capacidade real e a idealizada. (adaptado de [33])

Na Figura 2.9 o ponto A representa a formação do mecanismo plástico na estrutura, F_y^* é a força de cedência, u_m^* é o deslocamento último da estrutura para um sistema de 1 GDL, e u_y^* é o deslocamento de cedência, dado por:

$$u_y^* = 2 \cdot \left(u_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.43)$$

Para finalizar, determina-se o período do sistema equivalente de 1 GDL por:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot u_y^*}{F_y^*}} \quad (2.44)$$

4.º) Determinação do deslocamento-alvo do sistema equivalente com 1GDL.

O deslocamento-alvo de uma estrutura com comportamento elástico ilimitada é determinado por:

$$u_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2 \quad (2.45)$$

onde $S_e(T^*)$ é a aceleração no espectro de resposta elástica correspondente ao período do sistema equivalente com 1 GDL.

Para estruturas elasto-plásticas de resistência limitada a determinação do deslocamento-alvo (u_t^*) faz-se da seguinte forma:

Se $T^* < T_c$ (períodos curtos) e $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$ (resposta não-linear):

$$u_t^* = \frac{u_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*}\right) \geq u_{et}^* \quad ; \quad q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (2.46)$$

caso contrário:

$$u_t^* = u_{et}^* \quad (2.47)$$

5.º) O deslocamento-alvo para o sistema com múltiplos graus de liberdade é dado por:

$$u_t = \Gamma \cdot u_t^* \quad (2.48)$$

6.º) Verificar a resistência da estrutura para o deslocamento-alvo determinado.

2.4. Conclusões

Neste capítulo foram descritos os principais métodos de análise sísmica, nomeadamente, a análise estática não-linear, a análise dinâmica linear por espectro de resposta e a análise dinâmica não-linear.

Relativamente à análise estática não-linear, fez-se uma descrição do método N2, que define o procedimento de dimensionamento de estruturas através desse tipo de análise sísmica, referido no Eurocódigo 8.

Nas análises dinâmicas, fez-se uma breve introdução à dinâmica de estruturas, referiu-se o método de análise modal por espectro de resposta, e abordou-se o método de análise dinâmica não-linear, com referência ao amortecimento e aos métodos numéricos associados.

3. Modelação de Estruturas em *OpenSees*

3.1. Considerações Iniciais

O requisito essencial na modelação de estruturas é a representação das principais características das estruturas e dos seus elementos, para que o comportamento das estruturas, decorrente das análises, seja obtido com um grau de confiança razoável [27], sendo que é importante ter em conta que a própria modelação e as simplificações consideradas têm influência nos resultados [3].

A análise de estruturas pode ser realizada através de modelos tridimensionais ou considerando modelos bidimensionais quando estas apresentam uma configuração regular associada a movimentos de torção pouco significativos. A modelação pode ser feita através de programas de elementos finitos com diferentes tipos de elementos, como sejam: elementos de barra, elementos de contínuo, elementos de laje, elementos de casca, entre outros.

O *OpenSees* é um programa que permite a modelação e análise de estruturas através de diferentes tipos de modelos de elementos finitos, nomeadamente: elementos de barra, elementos de contínuo, elementos de laje e elementos de casca; e com recurso a vários modelos de comportamento de materiais e modelos de secções. Neste programa é possível definir espaços unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais com um máximo de um, três ou seis graus de liberdade, respetivamente.

Na modelação de uma estrutura é importante ter em conta o tipo de transformação geométrica que se pretende utilizar, pois define a transformação da rigidez e força resistente do elemento para o sistema global de coordenadas, considerando ou não os efeitos de segunda ordem.

Relativamente aos materiais, durante um sismo, é expectável que as estruturas se deformem em regime plástico, ocorrendo dissipação de energia sísmica sob a forma de energia histerética [27]. Assim é importante reproduzir estes comportamentos através dos modelos de materiais considerados na análise sísmica de estruturas.

3.2. Transformações Geométricas

Na análise de estruturas a consideração da hipótese dos pequenos deslocamentos, que permitem estabelecer as condições de equilíbrio a partir do estado inicial indeformado da estrutura, designa-se de linearidade geométrica. Este tipo de análise é válida se considerarmos estruturas com rigidez elevada ou sujeitas a pequenos carregamentos ou ações, mas o mesmo não acontece para estruturas flexíveis (de menor rigidez). A linearidade geométrica pode ser considerada para deslocamentos relativos transversais entre pisos, menores ou iguais a 1% [24], caso contrário é necessário recorrer a análises geometricamente não-lineares.

Neste caso as equações de equilíbrio são obtidas relativamente à deformada da estrutura em cada passo de cálculo da análise. A consideração da não-linearidade geométrica pode resultar num aumento ou diminuição dos esforços na mesma, designados de efeitos de segunda ordem. Para efetuar análises geometricamente não-lineares existem dois modelos: o modelo P-Delta e o modelo Co-rotacional.

O modelo P-Delta é mais simples que o Co-rotacional, pois apenas considera os deslocamentos de translação, devido à deformação da estrutura, na determinação dos efeitos de segunda ordem. Este modelo deve ser usado quando a rotação e deformações são desprezáveis na contribuição para os efeitos de segunda ordem.

O modelo Co-rotacional deve ser usado quando a estrutura sofre grandes deslocamentos e a rotação e deformações não são desprezáveis, pois considera os deslocamentos de translação e rotação e deformações na determinação das equações de equilíbrio. O modelo Co-rotacional separa o movimento dos elementos em deslocamentos de corpo rígido (translações e rotações) e em deformações, através de um sistema de coordenadas locais que se deslocam e rodam com os elementos e que contabilizam as deformações devido às tensões induzidas pelos esforços [4], [67].

Os três tipos de modelos geométricos descritos (Linear, P-Delta e Co-rotacional) são exemplificados e comparados no próximo Capítulo 3.3., considerando diferentes tipos de materiais e modelos de elementos finitos. Estes são aplicados num exemplo sujeito a três tipos de análises: análise modal, análise *pushover* e análise dinâmica não-linear.

3.3. Modelos de Comportamento dos Materiais e Elementos Finitos

3.3.1. Introdução

O comportamento dos materiais, no caso dos metais e consequentemente do aço, pode ser determinado por um ensaio de tração obtendo-se um diagrama tensão-extensão, como são exemplo os diagramas da Figura 3.1. Na Figura 3.1 (a) pode-se observar um exemplo da relação tensão-extensão de um aço laminado a quente, enquanto, na Figura 3.1 (b) é exemplificada a relação tensão-extensão de um aço endurecido a frio.

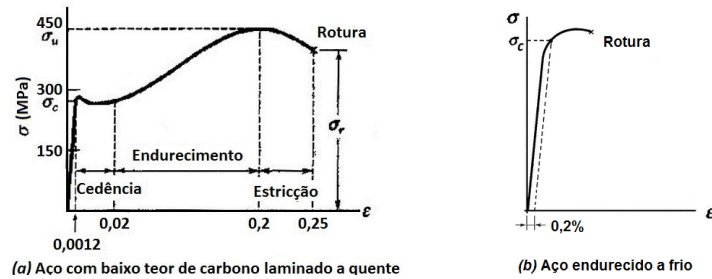


Figura 3.1: Diagramas tensão-extensão. (adaptado de [5])

A presente tese centra-se no estudo de estruturas em aço pelo que é necessário conhecer as suas propriedades mecânicas. As propriedades do aço estão definidas no Eurocódigo 3 [32], onde a tensão de cedência e a tensão última dependem da classe do aço e as restantes propriedades são.

Tabela 3.1: Propriedades do aço [32].

| Módulo de elasticidade E (GPa) | Módulo de distorção G (GPa) | Coefficiente de Poisson ν | Coefficiente de dilatação térmica α (/K) |
|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--|
| 210 | 81 | 0,3 | 12×10^{-6} |

Apesar do tema principal se focar na análise sísmica de estruturas metálicas em aço, também é analisada uma pequena estrutura de betão armado no primeiro caso de estudo.

As características do betão são descritas na norma NP EN 206-1 [35].

O betão é um material que resiste essencialmente à compressão, tendo uma resistência à tração muito baixa e rotura frágil. O seu comportamento mecânico e a sua classe de resistência são determinados por um ensaio de compressão e representado por diagramas tensão-extensão, exemplificados na Figura 3.2.

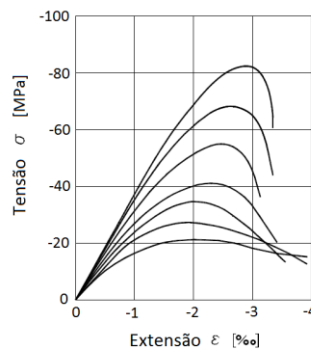


Figura 3.2: Diagramas tensão-extensão de betões com resistências diferentes. (adaptado de [12])

Para além das propriedades mecânicas descritas no Eurocódigo 2, considera-se em geral que o betão tem aproximadamente um coeficiente de *Poisson* de 0,2 e um coeficiente de dilatação térmica da ordem dos 10^{-5} /°C.

Ao nível da modelação em *OpenSees*, a aplicação dos modelos de elementos finitos dependem dos modelos de comportamento dos materiais considerados. Estes dependem essencialmente da consideração de comportamentos lineares ou não-lineares dos materiais e da forma como estes são considerados no elemento.

3.3.2. Modelos de Comportamento dos Materiais

A nível computacional é possível implementar modelos de comportamento uniaxial simples, como o comportamento elástico linear, ou modelos de comportamento uniaxial mais complexos, com comportamento histerético e que podem ter em conta a deterioração da rigidez, a deterioração da resistência e o efeito *Bauschinger* (alteração da relação tensão-extensão após inversão de carregamento, devido à modificação da estrutura interna (microscópica) do material [5]).

3.3.2.1. Material Bilinear

O material bilinear é um material elasto-plástico em que os dois domínios são lineares. Este modelo é caracterizado pelo módulo de elasticidade (E), tensão de cedência (σ_y) e por um coeficiente de endurecimento (C_b) no domínio plástico, Figura 3.3. O comportamento cíclico do material bilinear pode ser definido com endurecimento cinemático ou com endurecimento isotrópico. Na Figura 3.4 a) é exemplificado o comportamento de um material bilinear com endurecimento cinemático e na Figura 3.4 b) é exemplificado o comportamento de um material bilinear com endurecimento isotrópico na compressão.

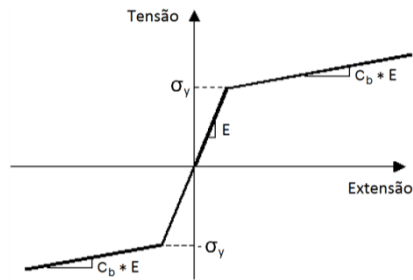


Figura 3.3: Diagrama tensão-extensão de um material bilinear. [48]

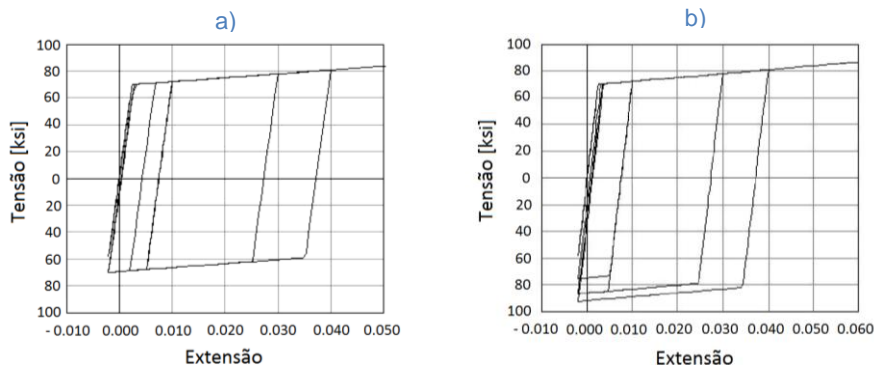


Figura 3.4: Diagramas tensão-extensão de um material bilinear (a) com endurecimento cinemático (b) com endurecimento isotrópico na compressão.

Este modelo representa bem o comportamento do aço, podendo ser usado em análises sísmicas quando o efeito *Bauschinger* é desprezável [24].

3.3.2.2. Material Bilinear com Efeito *Bauschinger*

O material bilinear com efeito *Bauschinger* é definido pelos mesmos parâmetros que o material bilinear mais os parâmetros que definem o efeito *Bauschinger*, de acordo com o modelo de *Menegotto* e *Pinto* (1973). A relação tensão-extensão deste material é

exemplificada na Figura 3.5 a), sendo também exemplificado o mesmo material mas com endurecimento isotrópico na compressão na Figura 3.5 b).

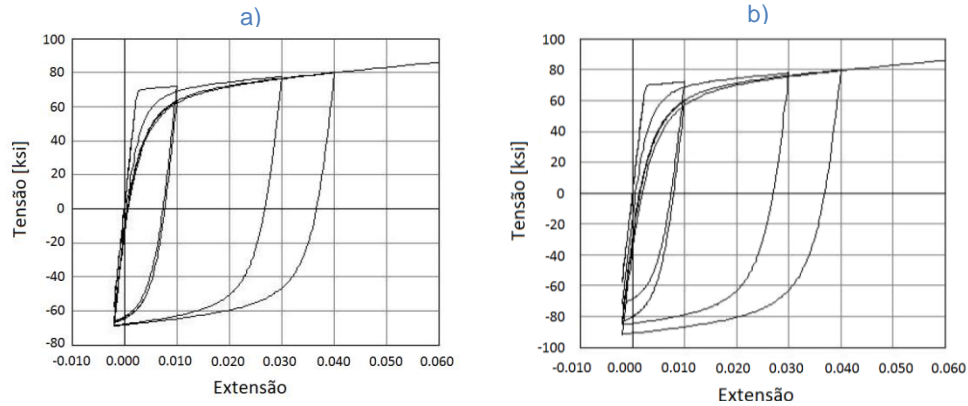


Figura 3.5: Diagramas tensão-extensão de (a) material bilinear com efeito *Bauschinger* (b) material bilinear com efeito *Bauschinger* e endurecimento isotrópico na compressão. [48]

O material bilinear com efeito *Bauschinger* é normalmente usado na modelação do aço endurecido a frio.

3.3.2.3. Material sem resistência à tração - Modelo de *Kent, Scott e Park*

Um modelo de comportamento para materiais sem resistência à tração foi definido por *Kent, Scott e Park*, referido em [61], para simular o comportamento do betão, e considera a degradação linear da rigidez na carga e descarga de acordo com o trabalho de *Karsan e Jirsa* [39]. Este modelo é definido pela tensão média de resistência à compressão (σ_{cm}), tensão última (σ_u), extensão correspondente a tensão máxima (ϵ_{c1}) e extensão última (ϵ_{cu}), Figura 3.6 a). Na Figura 3.6 b) é possível verificar a degradação linear da rigidez na carga e descarga.

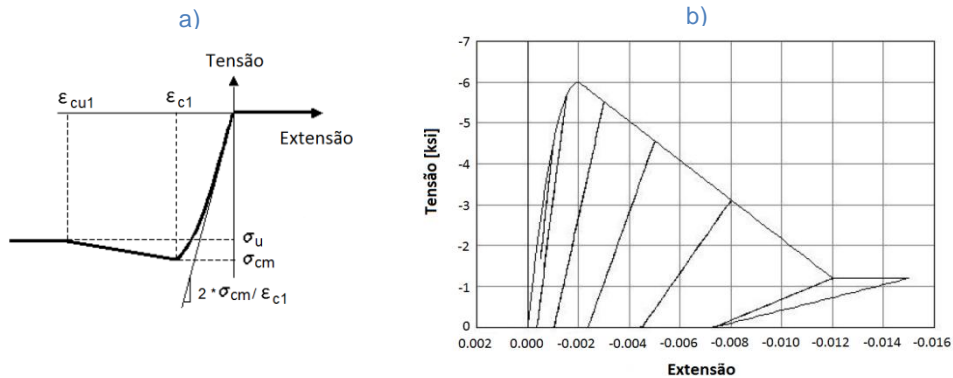


Figura 3.6: Diagramas tensão-extensão do material sem resistência à tração. [48]

3.3.2.4. Material Bilinear com Deterioração Cíclica - Modelos de *Lignos, D. e Krawinkler, H.*, [41][42]

Os modelos de material bilinear com deterioração cíclica, desenvolvidos por *Lignos e Krawinkler* [41][42], são modelos definidos por um comportamento momento-rotação cíclico nas zonas de formação de rótulas plásticas. Estes modelos baseiam-se em relações empíricas entre os seus parâmetros e as propriedades geométricas e do material aço dos seus elementos, determinadas através dos resultados de centenas de ensaios experimentais.

O modelo de material bilinear com deterioração cíclica permite a consideração da deterioração da rigidez e resistência dos elementos, o que constitui um importante avanço na modelação estrutural, nomeadamente de vigas em sistemas viga fraca-pilar forte. Este modelo tem vindo a ser utilizado com sucesso na avaliação da resposta estrutural de edifícios [59].

Lignos e Krawinkler [41][42] diferenciaram a determinação dos parâmetros dos modelos para pilares e vigas, considerando que os pilares são compostos por secções tubulares quadradas (SHS) e estão sujeitos a carregamentos axiais variáveis com flexão cíclica ou monotónica, e as vigas são compostas por secções abertas, nomeadamente por perfis W, e estão sujeitas a flexão cíclica.

Estes modelos foram baseados nos modelos de *Ibarra, et al.* [29], que em geral são definidos por ter deterioração cíclica da resistência e rigidez, tendo sido modificados de forma a contemplarem um comportamento histerético assimétrico, diferentes taxas de deterioração, resistência residual, e rotação última a partir da qual se considera que a resistência é nula [42].

Em geral os modelos de *Lignos e Krawinkler* [41][42] são definidos pela relação momento-rotação, apresentada na Figura 3.7 (a):

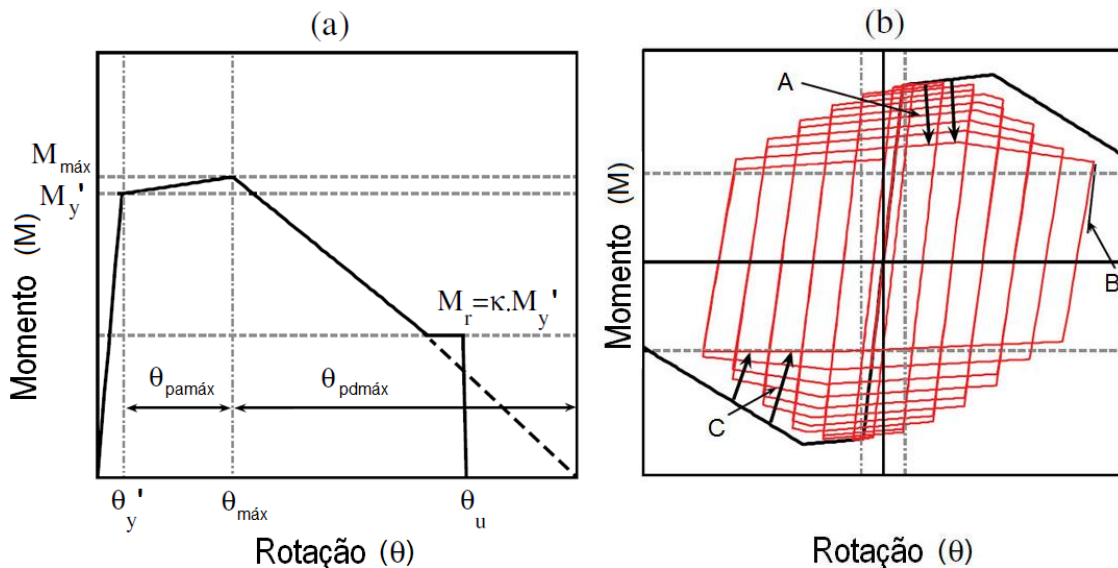


Figura 3.7: Material bilinear com deterioração cíclica: (a) Curva monotónica; (b) Modos de deterioração cíclica. [42]

Onde a curva é definida pelo momento fletor de cedência efetiva (M_y'), rotação de cedência efetiva (θ_y'), momento fletor máximo ($M_{máx}$), rotação correspondente ao momento máximo ($\theta_{máx}$), momento fletor residual (M_r), rotação última (θ_u), rotação plástica pré-momento máximo ($\theta_{pamáx}$), Rotação plástica pós-momento máximo ($\theta_{pdmáx}$) e a razão de resistência pós-cedência efetiva ($M_{máx}/M_y'$).

O momento fletor residual é determinado pela expressão:

$$M_r = \kappa \cdot M_y' \quad (3.1)$$

onde κ é o coeficiente de resistência residual e segundo *Lignos e Krawinkler* [41] [42] pode ser considerado com os valores aproximados de 0,25 para os pilares e 0,4 para as vigas. Relativamente ao valor de κ referido para as vigas, os autores deixam claro, que esse foi deduzido com base num pequeno grupo de dados experimentais de vigas W,

sendo necessário obter mais dados experimentais de forma a determinar um valor de κ com um grau de confiança maior.

Na Figura 3.7 (b) podemos observar a deterioração cíclica da resistência e rigidez de um elemento, em que A representa a deterioração da resistência e rigidez plástica pré-momento máximo; B representa a deterioração da rigidez de descarga; e C representa a deterioração da resistência e rigidez plástica pós-momento máximo.

A taxa de deterioração cíclica é determinada com base na capacidade de dissipação de energia histerética, e pode ser determinada por:

$$E_t = \Lambda \cdot M_y' \quad (3.2)$$

em que Λ é a capacidade de rotação plástica acumulada de referência.

A deterioração cíclica da resistência é modelada pela translação das linhas que se intersectam no ponto de momento fletor máximo em direção à origem, para cada ciclo i definido por:

$$M_i = (1 - \beta_i) \cdot M_{i-1} \quad (3.3)$$

onde o β_i é o parâmetro de deterioração baseado na energia histerética e é calculado pela expressão seguinte:

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \right)^c \quad (3.4)$$

em que E_i é a energia dissipada no ciclo i , E_j é a energia dissipada acumulada nos ciclos anteriores, E_t é a capacidade de dissipação de energia de referência, e c é um parâmetro empírico que se considera ter habitualmente um valor unitário.

As diferentes taxas de deterioração na direção positiva e negativa, são tidas em conta multiplicando a parcela da direita da Equação (3.4) pelo parâmetro $0 < D^{+/-} \leq 1$.

A deterioração cíclica da rigidez, à semelhança da deterioração da resistência, é dada por:

$$K_i = (1 - \beta_i) \cdot K_{i-1} \quad (3.5)$$

O momento fletor de cedência efetivo (M_y') de uma secção é calculado pela expressão:

$$M_y' = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (3.6)$$

Como se pode verificar pela equação anterior, o momento fletor de cedência efetivo (M_y') corresponde ao momento fletor plástico (M_p) de uma secção. De acordo com *Lignos* e *Krawinkler* [41][42] a razão de resistência pós-cedência efetiva ($M_{m\acute{a}x} / M_y'$) tem o valor de 1,10 em média.

O valor da rotação última (θ_u) para vigas sob carregamento cíclico pode ter valores entre 0,05 e 0,06, e três vezes esse valor se o carregamento for monotónico [42].

Por fim, de forma a definir a relação momento-rotação completamente, é necessário calcular a rotação plástica pré-momento máximo ($\theta_{pam\acute{a}x}$), a rotação plástica pós-momento máximo ($\theta_{pdm\acute{a}x}$), e a capacidade de rotação plástica acumulada de referência (Λ). Estes parâmetros são determinados por equações deduzidas a partir de regressões não lineares, tendo em conta os dados experimentais e as propriedades geométricas das secções e do material, de onde resulta a equação geral de cada parâmetro (P_i) seguinte:

$$P_i = \alpha_1 \cdot (X_1)^{\alpha_2} \cdot (X_2)^{\alpha_3} \cdot \dots \cdot (X_n)^{\alpha_{n+1}} \quad (3.7)$$

em que α_i é um coeficiente de regressão e X_i é uma variável de previsão.

A determinação dos parâmetros são diferenciadas para vigas e pilares, e são apresentadas de seguida.

- **Vigas**

Lignos e Krawinkler [42] deduziram as equações dos parâmetros ($\theta_{pam\acute{a}x}$, $\theta_{pdm\acute{a}x}$ e Λ) das vigas com e sem secção reduzida. Neste trabalho, apenas se consideraram vigas sem secção reduzida, pelo que só serão apresentadas as equações dos parâmetros para essa situação.

A propriedade considerada do material nas equações é a tensão de cedência (σ_y) (em MPa), as características geométricas da secção da viga são a altura da alma (h_w), espessura da alma (t_w), comprimento do banzo (b_f), espessura do banzo (t_f), raio de giração em torno de yy (i_y) e altura da secção (h), e as características geométricas da viga são o comprimento da viga entre a face dos pilares ou apoio lateral mais próximo (L_b) e o comprimento de corte (L_v).

O comprimento de corte (L_v) pode ser calculado simplifiadamente pelo procedimento exemplificado na Figura 3.8, em que, para uma viga simplesmente apoiada com carregamento uniforme, se iguala a área triangular a uma retangular com altura correspondente ao esforço transverso máximo. (Não se aplica a casos mais complexos.)

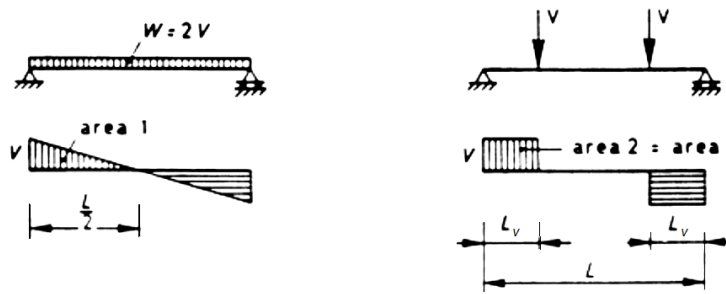


Figura 3.8: Cálculo simplificado do comprimento de corte.

As expressões relativas às vigas são apresentadas no Anexo A.

- **Pilares**

A determinação dos parâmetros $\theta_{pam\acute{a}x}$, $\theta_{pdm\acute{a}x}$ e Λ , é feita segundo as equações de *Lignos e Krawinkler* [41] para pilares de secção quadrada vazada com base na altura da secção (h), espessura da secção (t), esforço axial (N), esforço axial de cedência (N_y) e tensão de cedência (σ_y).

As expressões relativas aos pilares são apresentadas no Anexo A.

3.3.3. Modelos de Elementos Finitos

Nesta secção é feita uma breve descrição dos modelos de elementos finitos utilizados e disponíveis no *OpenSees*.

3.3.3.1. Modelos de Plasticidade Distribuída

Os elementos de plasticidade distribuída são elementos que podem ser definidos com comportamento de material plástico e consideram esse mesmo comportamento não-linear ao longo de todo o elemento.

Para os elementos modelados considerando plasticidade distribuída, foi utilizado o esquema de integração numérica de *Gauss-Lobatto*. Para além deste modelo, o *OpenSees* possui também o modelo de plasticidade distribuída baseado no deslocamento, assim como outros esquemas de integração numérica, que não foram utilizados neste trabalho. De acordo com *Neuenhofer e Filippou* [53], os elementos de plasticidade distribuída baseados na força têm-se revelado mais eficientes que os baseados no deslocamento.

É importante referir, que os métodos de integração numérica no *OpenSees* consideram até dez pontos de integração, e que o número de pontos definido influencia a precisão dos resultados.

Na aplicação dos modelos de plasticidade distribuída é necessário definir a secção ou secções de cada elemento. Em geral, são utilizadas secções de fibras constituídas por fibras isoladas ou conjuntos de fibras com formas geométricas, Figura 3.9.

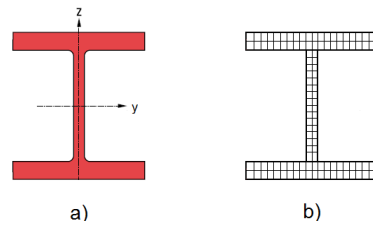


Figura 3.9: a) Perfil em I b) Exemplo de uma secção de fibras do perfil I.

3.3.3.2. Modelos de Plasticidade Concentrada

Os modelos de plasticidade concentrada são modelos em que é definido um comportamento de material não-linear concentrado nas extremidades dos elementos, e são normalmente usados de forma a modelar as zonas críticas dos elementos, onde é suscetível que ocorra os fenómenos de plastificação. Estes modelos foram usados no presente trabalho porque são os modelos recomendados para a análise da resposta sísmica de estruturas (FEMA 355C), considerando os modelos de comportamento de material bilinear desenvolvidos por *Lignos e Krawinkler* [41][42].

Uma vez que a plasticidade é concentrada em secções, é necessário considerar também um modelo de elemento finito de barra, de forma a se poder definir completamente um elemento estrutural. Se considerarmos como exemplo a modelação de um pilar, Figura 3.10, este pode ser modelado com dois elementos de plasticidade concentrada nas extremidades, em que cada um é definido por dois nós coincidentes geometricamente e com um material com comportamento não-linear (representado por uma mola), e o interior do pilar modela-se com um elemento de barra elástico linear.

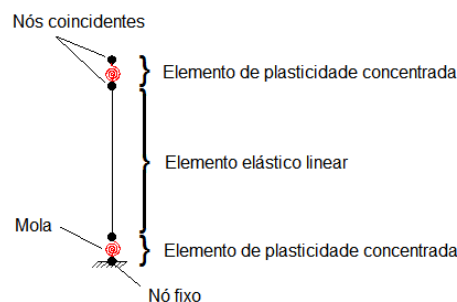


Figura 3.10: Exemplo de aplicação de elementos de plasticidade concentrada.

O elemento estrutural modelado desta forma possui uma rigidez elástica global que resulta da ligação em serie de cada modelo de elemento finito que o compõe, assim, a rigidez de rotação global de um membro numa extremidade (K_{mem}) resulta da composição em serie da rigidez da mola (K_m) com a rigidez do elemento elástico (K_{vp}) da forma:

$$K_{mem} = \frac{1}{\frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_{vp}}} \quad (3.8)$$

A rigidez elástica de rotação é deduzida para um elemento sujeito a dupla curvatura, de onde resulta:

$$K_{mem} = \frac{6 \cdot E \cdot I}{L} \quad (3.9)$$

Uma das dificuldades na modelação de um elemento com plasticidade concentrada reside em encontrar a relação entre a rigidez elástica da mola e a rigidez elástica do elemento de barra de forma a manter a rigidez elástica original do elemento estrutural. *Ibarra, Medina e Krawinkler* [29] chegaram às relações:

$$K_{vp} = \frac{n+1}{n} \cdot K_{mem} \quad ; \quad K_m = (n+1) \cdot K_{mem} \quad (3.10)$$

em que n é o fator de amplificação da rigidez elástica, $n > 1$. Neste trabalho usou-se $n = 1000$ [60].

Para além da determinação da rigidez de cada elemento, que compõe o membro estrutural, é necessário determinar também o coeficiente de endurecimento da mola de forma a que este corresponda ao do membro estrutural. Assim, sabendo que o aumento da rotação do membro após a cedência é igual a soma dos incrementos das rotações da mola e do elemento de barra temos:

$$\Delta\theta_{mem} = \Delta\theta_m + \Delta\theta_{vp} = \frac{\Delta M_{in}}{K_m} + \frac{\Delta M_{in}}{K_{vp}} \quad (3.11)$$

em que: ΔM_{in} é o incremento do momento fletor no membro, no domínio plástico, K_m é a rigidez da mola, e K_{vp} é a rigidez do elemento de barra.

A equação do coeficiente de endurecimento da mola (C_{bm}) é deduzida pelas equações (3.10) e (3.11), considerando $\Delta\theta_{mem} = \frac{\Delta M_{in}}{C_{bm} \cdot K_{mem}}$, em que C_{bm} é o coeficiente de endurecimento do membro.

$$C_{bm} = \frac{C_{bmem}}{1 + n \cdot (1 - C_{bmem})} \quad (3.12)$$

Uma vez que os modelos de plasticidade concentrada foram utilizados considerando a relação momento-rotação do material bilinear de *Lignos e Krawinkler* [41][42], o coeficiente de endurecimento do membro estrutural foi deduzido para esse caso, como:

$$C_{bmem} \cdot K_{mem} = \frac{M_{m\acute{a}x} - M_y'}{\theta_{pam\acute{a}x}} \quad (3.13)$$

Se se considerar a razão de resistência pós-cedência efetiva na determinação do momento máximo obtém-se:

$$C_{bmem} \cdot K_{mem} = \frac{\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_y'} \cdot M_y' - M_y'}{\theta_{pam\acute{a}x}} = \frac{\left(\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_y'} - 1\right) \cdot M_y'}{\theta_{pam\acute{a}x}} \quad (3.14)$$

Tendo em conta que o coeficiente de endurecimento do membro foi utilizado para o cálculo do coeficiente de endurecimento de uma mola definida por uma relação

momento-rotação, podemos substituir a rigidez do membro na Eq. (3.14), pela rigidez de rotação de um elemento estrutural com dupla curvatura, passando-se a ter:

$$C_{b_{mem}} = \frac{\left(\frac{M_{m\acute{a}x}}{M_y'} - 1\right) \cdot M_y'}{\frac{6 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \theta_{pam\acute{a}x}} \quad (3.15)$$

3.3.3.3. Modelos de Plasticidade Semi-Concentrada

Os modelos de plasticidade semi-concentrada são compostos por duas zonas diferentes, nomeadamente, uma zona elástico no interior do elemento, e duas zonas de plasticidade distribuída nas extremidades, Figura 3.11.

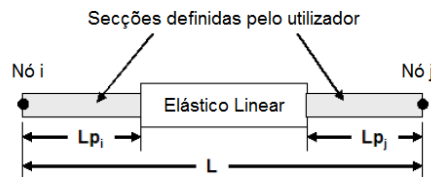


Figura 3.11: Modelo de plasticidade semi-concentrada. [48]

Este elemento é definido por dois nós i e j , com comprimento L e duas zonas de plasticidade distribuída com os comprimentos Lp_i e Lp_j .

Os comprimentos mínimos das zonas plásticas devem ser determinados tendo em conta a distribuição do momento fletor esperado ao longo do elemento, através dos momentos plástico e de cedência da secção do elemento, exemplificado em [58].

Estes modelos têm como vantagem sobre os modelos de plasticidade distribuída só considerarem dois pontos de integração em cada zona plástica, assim, são modelos mais otimizados e consequentemente com custos computacionais menores. Para além disso, permitem ultrapassar problemas de localização associados aos elementos de plasticidade distribuída [53] e permitem a separação entre as não linearidades provenientes dos membros e das ligações [60].

3.3.4. Exemplos

Neste capítulo são exemplificados diferentes transformações geométricas, vários modelos de comportamento de materiais, e alguns modelos de elementos finitos. Os exemplos foram realizados no *OpenSees* (versão 2.4.0) através de uma estrutura em pórtico metálico simples bidimensional, com três metros e meio de altura, por cinco metros de comprimento, em aço da classe de resistência S355 ($\sigma_y = 355$ MPa, $\sigma_u = 490$ MPa) considerando uma laje de betão armado de vinte centímetros de espessura e um comprimento de influência de quatro metros, Figura 3.12.

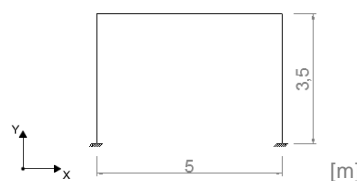


Figura 3.12: Pórtico metálico bidimensional

O dimensionamento do pórtico foi feito segundo os Eurocódigos: NP EN 1990 [30], NP EN 1991 [31], NP EN 1993 [32] e NP EN 1998 [33]. Para isso considerou-se que este está

sujeito a sobrecargas apenas devido a ações gerais da categoria C2, localizado em Lisboa sobre um terreno tipo A, classe de importância II e coeficiente de amortecimento de dois por cento.

O pórtico foi dimensionado com recurso ao programa de elementos finitos Sap2000 [14], através de uma análise estática e uma análise modal por espectros de resposta, considerando os efeitos P-Delta. Assim, após as análises e finalizado o dimensionamento, definiu-se que a viga é constituída por um perfil IPE240 e os pilares por perfis SHS250x250x7,1.

Nos exemplos, o pórtico foi modelado no *OpenSees* considerando a concentração de cargas e massa nos nós superiores dos pilares, e com a viga axialmente rígida devido ao efeito da laje. Para além disso, uma vez que se trata de um pórtico bidimensional, considerou-se apenas três graus de liberdade por nó. O pórtico foi sujeito a três tipos de análise: análise modal, análise *pushover* e análise dinâmica não-linear.

Na análise dinâmica não-linear foi utilizado um acelerograma, obtido a partir do *PEER Strong Motion Database* [57], registado durante o sismo de *Kobe*, 1995, com o registo KOBE/TAZ090 e $PGA=0,695g$, apresentado na Figura 3.13.

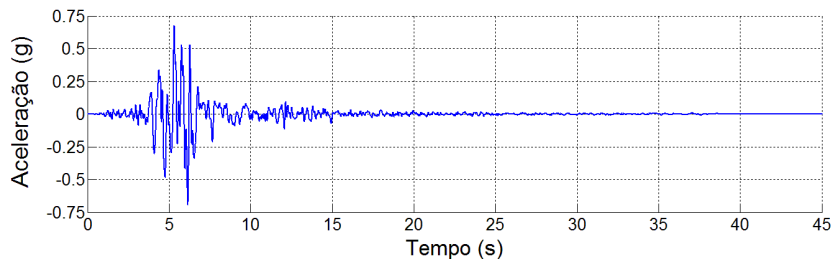


Figura 3.13: Acelerograma KOBE/TAZ090. [57]

Modelo A: Pórtico elástico (considerando diferentes transformações geométricas)

O pórtico bidimensional foi modelado por elementos elásticos com um módulo de elasticidade, $E = 210 \text{ GPa}$, tendo sido consideradas as transformações geométricas Linear, P-Delta e Co-rotacional.

- **Análise modal**

Numa primeira fase foi realizada uma análise modal, por valores próprios, obtendo-se para as três modelações consideradas, os períodos apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Períodos dos modos de vibração principais do pórtico elástico.

| T. G. | Períodos - (T_i) | |
|---------------|----------------------|-----------|
| | T_1 (s) | T_2 (s) |
| Linear | 0,441 | 0,032 |
| P-Delta | 0,444 | 0,032 |
| Co-rotacional | 0,444 | 0,032 |

Como mostram os resultados, o modelo considerado para os efeitos de segunda ordem não influencia significativamente os períodos dos modos de vibração, pois a estrutura tem massa e, consequentemente, carga vertical baixas.

O dimensionamento do pórtico foi executado com recurso ao programa de elementos finitos Sap2000, considerando os efeitos P-Delta, pelo que, é interessante comparar os resultados da análise modal do Sap2000, com os do *OpenSees*. Assim, verificou-se que o

período, obtido no Sap2000, correspondente ao primeiro modo no *OpenSees*, foi de $T_1 = 0,451$ s. Este valor está próximo do determinado pelo *OpenSees*, $T_1 = 0,444$ s, e tem uma percentagem de erro relativo aproximado de 1,6%.

Na Tabela 3.3 são apresentados os deslocamentos de um nó da extremidade da viga, associados a cada modo em função da transformação geométrica considerada. Através dos resultados, constatou-se que os efeitos de segunda ordem não influenciam os modos de vibração, pois os resultados são iguais para qualquer transformação geométrica.

Tabela 3.3: 1º e 2º modos de vibração do pórtico elástico.

| T. G. | Linear | | P-Delta | | Co-rotacional | |
|----------------|--------|--------|---------|--------|---------------|--------|
| Modo | 1º | 2º | 1º | 2º | 1º | 2º |
| X (m) | 0,220 | 0 | 0,220 | 0 | 0,220 | 0 |
| Y (m) | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 |
| θ (rad) | -0,059 | 0 | -0,059 | 0 | -0,059 | 0 |

• Análise *pushover*

A análise *pushover* foi realizada através da aplicação de uma força horizontal no topo do pórtico, até ser atingido um deslocamento objetivo de 1,6 metros.

As curvas de capacidade, obtidas nas análises para diferentes transformações geométricas, estão representadas na Figura 3.14 (a), e as forças de corte basal (F_b) máximas são indicadas na Tabela 3.4, juntamente com a percentagem de erro relativo considerando o resultado da análise Co-rotacional como a mais precisa. Na Figura 3.14(b) é apresentada a relação força de corte basal *versus* deslocamento vertical do topo do pórtico.

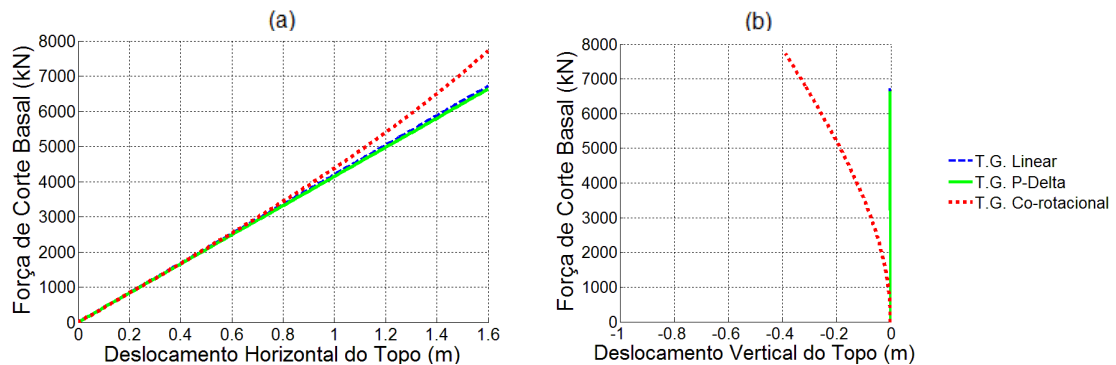


Figura 3.14: Resultados da análise *pushover* do pórtico elástico (a) Curvas de capacidade (b) Força de corte basal vs Deslocamento vertical do topo.

Pela observação das curvas de capacidade verificou-se a diferença de comportamento devido à consideração da não-linearidade geométrica, principalmente na curva correspondente à análise com transformação geométrica Co-rotacional, pois o declive aumenta à medida que o deslocamento é maior. Para além disso verificou-se uma deformação vertical considerável devido à deformação dos elementos quando se considera o modelo Co-rotacional.

Por fim, analisando o resultado da análise com TG P-Delta, observou-se uma ligeira diminuição do declive à medida que o deslocamento aumenta. Isto é explicado devido ao aumento de esforços provocado pelo incremento do deslocamento lateral do piso superior (efeito P-Delta), havendo assim uma diminuição do declive da curva de capacidade.

Tabela 3.4: Forças de corte basal máximas e respetivos erros relativos – pórtico elástico.

| TG | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
|------------------------|--------|---------|---------------|
| F_b máxima (kN) | 6728 | 6634 | 7726 |
| % $\varepsilon_r(F_b)$ | 12,9 | 14,1 | - |

Da Tabela 3.4 pode verificar-se que a análise com transformação geométrica Co-rotacional registou a maior força de corte basal, seguida das análises com TG linear e P-Delta, por ordem decrescente. Verificou-se, também, que a análise com TG P-Delta tem a força de corte basal, para um deslocamento do topo de 1,6 metros, com percentagem de erro relativo maior. Apesar disso, verificou-se que a análise do pórtico elástico com transformação geométrica P-Delta é a que determina uma capacidade resistente menor, pois a força de corte basal máxima é menor.

• Análise dinâmica não-linear

A análise dinâmica não-linear foi realizada com recurso ao acelerograma da Figura 3.13, através do método de *Newmark*, considerando $\gamma = \frac{1}{2}$ e $\beta = \frac{1}{4}$. As análises dinâmicas foram realizadas com passo de cálculo constante igual a 0,005 segundos. O teste de convergência foi baseado na energia com uma tolerância de 1×10^{-11} kN.m. Considerou-se o amortecimento de *Rayleigh* com um coeficiente de amortecimento de 2%, através do primeiro e segundo modos de vibração.

Os resultados das acelerações são apresentados na Figura 3.15 e Tabela 3.5, assim como as percentagens de erro relativo considerando a análise com transformação geométrica Co-rotacional como a mais precisa. Através desses resultados, constatou-se que as análises com transformação geométrica P-Delta e Co-rotacional tiveram resultados semelhantes, indicando, assim, que a consideração das deformações dos elementos através do modelo Co-rotacional, nos efeitos de segunda ordem, tem muito pouca influência nos resultados das acelerações. Verificou-se também que o modelo Linear teve as acelerações menores e com maior percentagem de erro relativo, sendo no máximo de 4,6%. Isto indica que a consideração dos efeitos P-Delta, na determinação dos efeitos de segunda ordem, tem influência nas acelerações.

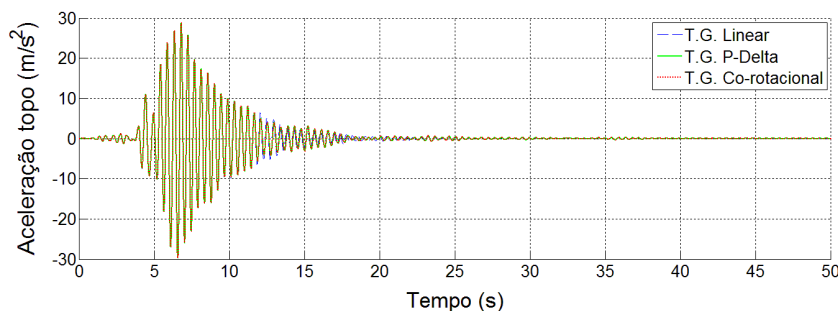


Figura 3.15: Acelerações do topo do pórtico elástico.

Tabela 3.5: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico elástico.

| Aceleração no topo (m/s^2) | Transformação Geométrica | | |
|--------------------------------|--------------------------|---------------|---------------|
| | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
| Máxima | 27,471 (4,6) | 28,859 (0,3) | 28,782 (-) |
| Mínima | -28,679 (3,6) | -29,825 (0,2) | -29,757 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

Os deslocamentos são apresentados na Figura 3.16 e Tabela 3.6, assim como as percentagens de erro relativo aos resultados do modelo Co-rotacional. Os resultados mostram que a consideração dos efeitos de segunda ordem tem influência nos valores determinados, pois o erro do modelo Linear é superior a 5%. Apesar disso, a consideração das rotações e deformações, nos efeitos de segunda ordem, através do modelo Co-rotacional, não tem uma diferença significativa relativamente ao modelo P-Delta, indicando, assim, que o modelo P-Delta é suficiente para a consideração dos efeitos de segunda ordem.

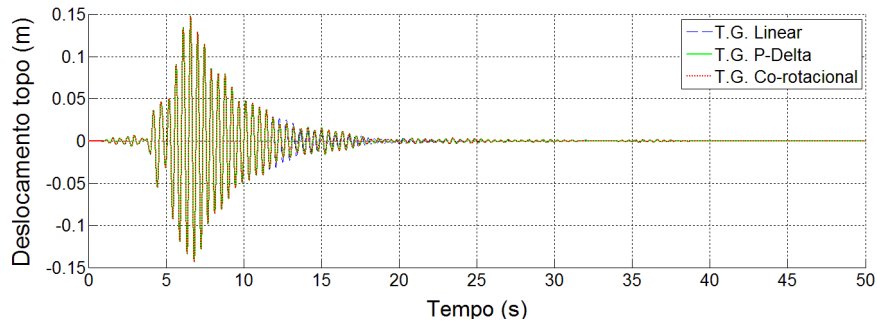


Figura 3.16: Deslocamentos do topo do pórtico elástico.

Tabela 3.6: Deslocamentos máximos e mínimos do topo do pórtico elástico.

| Deslocamento no topo (m) | Transformação Geométrica | | |
|--------------------------|--------------------------|--------------|---------------|
| | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
| Máximo | 0,141 (5,1) | 0,149 (0,2) | 0,148 (-) |
| Mínimo | -0,135 (5,9) | -0,144 (0,3) | -0,143 (-) |
| Final | 0 (-) | 0 (-) | 0 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

Modelo B: Pórtico com plasticidade distribuída (considerando diferentes transformações geométricas)

O pórtico foi modelado com elementos de plasticidade distribuída, com dez pontos de integração. Considerou-se um comportamento de material bilinear, definido pelo módulo de elasticidade, $E = 210 \text{ GPa}$, tensão de cedência, $\sigma_y = 355 \text{ MPa}$ e pelo coeficiente de endurecimento, $C_b = 0,01$. Foram consideradas as transformações geométricas Linear, P-Delta e Co-rotacional.

• Análise modal

Os períodos dos dois primeiros modos de vibração, obtidos na análise modal, são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Períodos dos modos de vibração principais do pórtico com plasticidade distribuída.

| T. G. | Períodos - (T_i) | |
|---------------|----------------------|-----------|
| | T_1 (s) | T_2 (s) |
| Linear | 0,446 | 0,031 |
| P-Delta | 0,449 | 0,031 |
| Co-rotacional | 0,449 | 0,031 |

Uma vez que a análise modal é uma análise elástica linear, era de esperar que os resultados dos períodos, dos modos de vibração do pórtico com plasticidade distribuída, fossem iguais ao do pórtico elástico, o que não se verifica. Ainda assim, são resultados

bastante próximos, pois só têm diferenças de milésimos de segundos. Esta diferença deve-se ao facto da definição das secções de fibras, no pórtico com plasticidade distribuída, não reproduzem exatamente as formas das secções dos pilares e da viga, pois apenas é possível modelá-las com formas geométricas básicas, não sendo possível reproduzir a ligação dos banzos com as almas, devido ao seu formato curvo. Assim, as secções de fibras têm inércias menores que as reais (indicadas em catálogos comerciais), pelo que, é normal os períodos de vibração obtidos, neste modelo, serem ligeiramente maiores que no modelo elástico do pórtico. Isto pode ser explicado devido ao facto dos elementos com inércia menor têm menor rigidez, logo, estruturas com rigidez menor, têm menores frequências de vibração e, consequentemente, maiores períodos de vibração.

Através dos resultados dos períodos, do pórtico com plasticidade distribuída, pode-se constatar que não são significativamente influenciados pelos efeitos de segunda ordem, pois os resultados obtidos com qualquer uma das transformações geométricas foram semelhantes. Isto indica que a massa e carga correspondente no topo do pórtico são baixas.

Na Tabela 3.8 são apresentados os deslocamentos de um nó da extremidade da viga, associados a cada modo em função da transformação geométrica considerada, constatando-se que os efeitos de segunda ordem não influenciam os modos de vibração.

Tabela 3.8: 1º e 2º modos de vibração do pórtico com plasticidade distribuída.

| T. G. | Linear | | P-Delta | | Co-rotacional | |
|----------------|--------|--------|---------|--------|---------------|--------|
| Modo | 1º | 2º | 1º | 2º | 1º | 2º |
| x (m) | 0,220 | 0 | 0,220 | 0 | 0,220 | 0 |
| y (m) | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 |
| θ (rad) | -0,060 | 0 | -0,060 | 0 | -0,060 | 0 |

• Análise *pushover*

As análises *pushover* do pórtico com plasticidade distribuída foram feitas da mesma forma que as análises realizadas ao pórtico elástico (Modelo A).

As curvas de capacidade obtidas são apresentadas na Figura 3.17 (a) e a relação força de corte basal *versus* deslocamento vertical do topo do pórtico na Figura 3.17 (b).

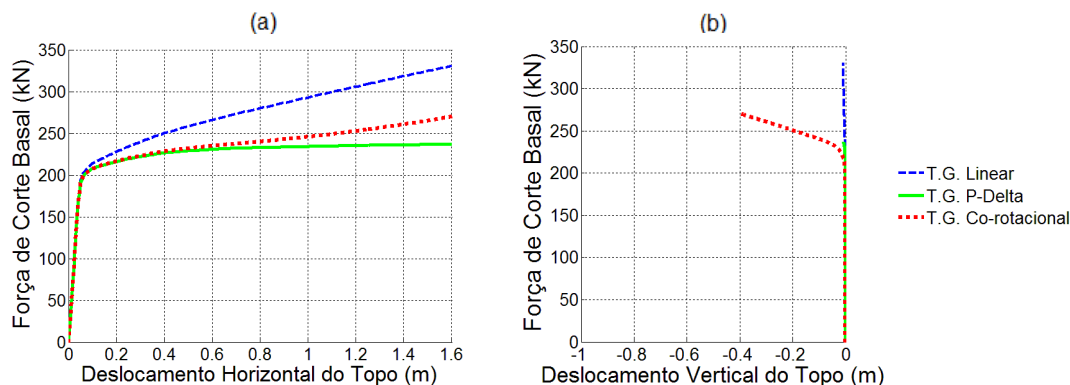


Figura 3.17: Resultados da análise *pushover* do pórtico com plasticidade distribuída (a) Curvas de capacidade (b) Força de corte basal vs Deslocamento vertical do topo.

Pela Figura 3.17 (a) verifica-se o comportamento elasto-plástico do material, caracterizado por dois domínios com declives distintos, em que a cedência do pórtico ocorre para uma força de corte basal de aproximadamente 215kN, considerando a TG linear, e 207,6kN para as TGs P-delta e Co-rotacional. Verifica-se também uma variação

do declive da curva de capacidade, no domínio plástico, para as transformações geométricas P-Delta e Co-rotacional, havendo um aumento do declive para a TG Co-rotacional e uma diminuição deste para a TG P-Delta. Na Figura 3.17 (b), na análise com TG Co-rotacional, verificou-se uma deformação vertical considerável do pórtico devido à deformação dos seus elementos.

Comparativamente ao pórtico elástico pode-se verificar que a capacidade resistente da estrutura, a partir de determinado deslocamento, é bastante menor considerando um comportamento de material não-linear.

As forças de corte basal máximas e as respetivas percentagens de erro relativo, considerando a análise com TG Co-rotacional como a mais precisa, são indicadas na Tabela 3.9. Pode observar-se que a força de corte basal máxima, para um deslocamento alvo de 1,6 metros, é maior para a análise com TG linear e menor para as análises com TG Co-rotacional e P-Delta, por ordem decrescente, respetivamente. Relativamente à percentagem de erro relativo, a análise com TG linear é a que tem maior erro. Apesar da análise com TG P-Delta ter um certo erro, é a análise que determina uma capacidade resistente da estrutura menor, a partir de determinado deslocamento.

Tabela 3.9: Forças de corte basal máximas e respetivos erros relativos – pórtico com plasticidade distribuída.

| T. G. | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
|-------------------------|--------|---------|---------------|
| F_b máxima (kN) | 330,5 | 236,7 | 270,3 |
| $\% \varepsilon_r(F_b)$ | 22,3 | 12,4 | - |

• Análise dinâmica não-linear

As análises dinâmicas não-lineares do pórtico com plasticidade distribuída foram realizadas da mesma forma que as análises do pórtico elástico (modelo A).

Os resultados das acelerações são apresentados na Figura 3.18 e na Tabela 3.10 incluindo as percentagens de erro relativo, considerando a análise com transformação geométrica Co-rotacional como a mais precisa. Neste caso, verificou-se que as acelerações determinadas pelo modelo Co-rotacional são semelhantes às acelerações do modelo P-Delta, indicando que a consideração das deformações na determinação dos efeitos de segunda ordem tem muito pouca influência nos resultados. Relativamente ao modelo Linear verificou-se uma diferença maior nos resultados porque os efeitos de segunda ordem não são considerados.

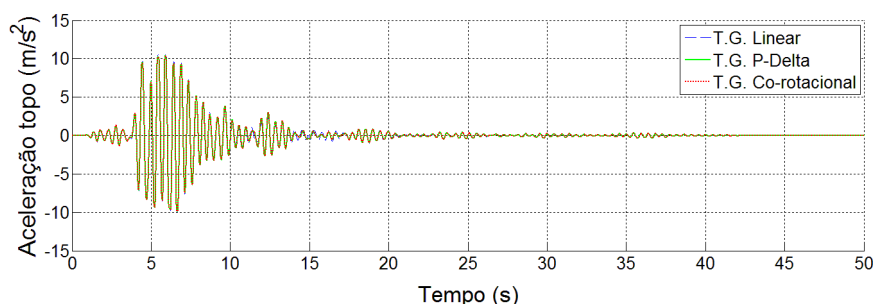


Figura 3.18: Acelerações do topo do pórtico com plasticidade distribuída.

Tabela 3.10: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico com plasticidade distribuída.

| Aceleração no topo (m/s^2) | Transformação Geométrica | | |
|---------------------------------------|--------------------------|---------------|---------------|
| | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
| Máxima | 10,710 (2,67) | 10,429 (0,02) | 10,431 (-) |
| Mínima | -9,973 (1,55) | -9,819 (0,02) | -9,821 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

Os valores das acelerações obtidos para o pórtico com plasticidade distribuída são menores que as acelerações do pórtico elástico em aproximadamente 2,8 vezes. Esta diminuição das acelerações deve-se ao facto da estrutura com plasticidade distribuída ter sido excitada para além do domínio elástico de deformação, em que o domínio plástico é caracterizado por uma rigidez menor, havendo dissipação de energia histerética que contribuiu assim para o amortecimento da estrutura.

Os deslocamentos ao longo do tempo são apresentados na Figura 3.19 e os deslocamentos máximos, mínimos e finais na Tabela 3.11, incluindo a percentagem de erro relativo aos resultados do modelo Co-rotacional. Através dos resultados verificou-se que as análises com transformação geométrica P-Delta e Co-rotacional obtiveram os mesmos deslocamentos, tendo sido maiores que os da análise com TG linear. Em termos de percentagem de erro relativo, a análise com TG linear obteve maiores erros, principalmente no deslocamento final da estrutura, que foi de 21,8%. Verifica-se assim que a consideração dos efeitos P-Delta na determinação dos efeitos de segunda ordem tem influência na precisão dos resultados, enquanto a consideração das deformações através do modelo Co-rotacional não tem influência nos deslocamentos relativamente ao modelo P-Delta.

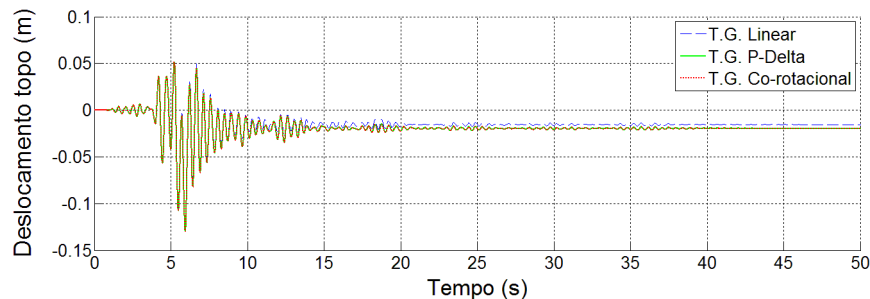


Figura 3.19: Deslocamentos do topo do pórtico com plasticidade distribuída.

Tabela 3.11: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico com plasticidade distribuída.

| Deslocamento no topo (m) | Transformação Geométrica | | |
|--------------------------|--------------------------|--------------|---------------|
| | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
| Máximo | 0,050 (4,4) | 0,052 (0,0) | 0,052 (-) |
| Mínimo | -0,128 (1,9) | -0,130 (0,0) | -0,130 (-) |
| Final | -0,015 (21,8) | -0,020 (0,0) | -0,020 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

Os valores dos deslocamentos máximos do pórtico com plasticidade distribuída são menores que os do pórtico elástico em aproximadamente 2,9 vezes, enquanto os deslocamentos mínimos do pórtico com plasticidade distribuída são aproximadamente 1,1 vezes maiores que os do pórtico elástico. Os deslocamentos mínimos do pórtico de plasticidade distribuída são maiores que o do pórtico elástico, pois ocorre uma assimetria de deslocamentos ao longo do tempo, causada pela deformação plástica do pórtico, e que

se traduz numa deformação plástica residual no final das análises, como se pode observar na Figura 3.19.

Modelo C: Pórtico com plasticidade concentrada (considerando diferentes transformações geométricas)

O pórtico bidimensional foi modelado com elementos de plasticidade concentrada, com o material bilinear com deterioração cíclica, considerando o módulo de elasticidade, $E = 210 \text{ GPa}$ e tensão de cedência, $\sigma_y = 355 \text{ MPa}$. O material bilinear com deterioração cíclica foi modelado com os parâmetros determinados pelas equações de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42], e são indicados na Tabela 3.12 e Tabela 3.13. O pórtico foi modelado com as transformações geométricas Linear, P-Delta e Co-rotacional.

Tabela 3.12: Parâmetros do modelo de plasticidade concentrada dos pilares.

| Pilar | $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | Λ (rad) | M_y' (kN.m) | $M_{m\acute{a}x}$ (kN.m) | $M_{m\acute{a}x}/M_y'$ | θ_u (rad) | K |
|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------|------------------|-----------------------------|------------------------|---------------------|------|
| SHS250x250x7,1 | 0,014 | 0,159 | 0,370 | 220,81 | 242,89 | 1,10 | 0,4 | 0,25 |

Tabela 3.13: Parâmetros do modelo de plasticidade concentrada da viga.

| Viga | $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | Λ (rad) | M_y' (kN.m) | $M_{m\acute{a}x}$ (kN.m) | $M_{m\acute{a}x}/M_y'$ | θ_u (rad) | K |
|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------|------------------|-----------------------------|------------------------|---------------------|-----|
| IPE240 | 0,060 | 0,239 | 1,712 | 130,16 | 143,18 | 1,10 | 0,4 | 0,4 |

• Análise modal

Através da análise modal foram obtidos os períodos do primeiro e segundo modo de vibração, apresentados na Tabela 3.14, podendo constatar-se que não são significativamente influenciados pela transformação geométrica considerada, indicando assim que a massa e respetiva carga vertical no topo do pórtico são baixas.

Tabela 3.14: Períodos dos modos de vibração principais do pórtico com plasticidade concentrada.

| T. G. | Períodos - (T_i) | |
|---------------|----------------------|-----------|
| | T_1 (s) | T_2 (s) |
| Linear | 0,441 | 0,032 |
| P-Delta | 0,444 | 0,032 |
| Co-rotacional | 0,444 | 0,032 |

Os resultados dos vetores próprios de um nó da extremidade da viga, para o primeiro e segundo modos de vibração, são apresentados na Tabela 3.15. Observou-se que os vetores próprios obtidos são iguais para qualquer das transformações geométricas consideradas. Para além disso, comparando com os vetores próprios do modelo do pórtico elástico, verificou-se que estes são também iguais.

Tabela 3.15: 1º e 2º modos de vibração do pórtico com plasticidade concentrada.

| T. G. | Linear | | P-Delta | | Co-rotacional | |
|----------------|--------|--------|---------|--------|---------------|--------|
| Modo | 1º | 2º | 1º | 2º | 1º | 2º |
| x (m) | 0,220 | 0 | 0,220 | 0 | 0,220 | 0 |
| y (m) | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 |
| θ (rad) | -0,059 | 0 | -0,059 | 0 | -0,059 | 0 |

- **Análise *pushover***

A análise *pushover* foi realizada através da aplicação de uma força horizontal, num nó da extremidade da viga, até ser atingido um deslocamento objetivo de 1,6 metros, se possível.

As curvas de capacidade obtidas pelas análises com transformações geométricas Linear, P-Delta e Co-rotacional são apresentadas na Figura 3.20 (a), e a força de corte basal *versus* deslocamento vertical do topo do pórtico na Figura 3.20 (b).

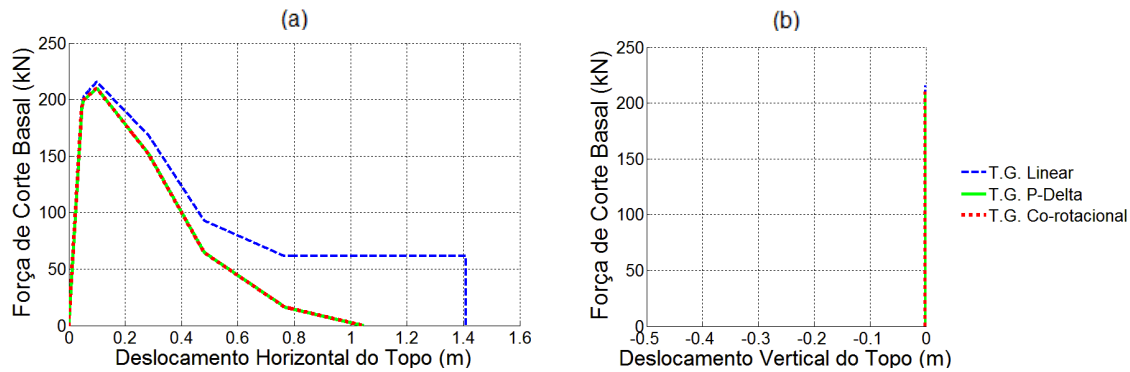


Figura 3.20: Resultados da análise *pushover* do pórtico com plasticidade concentrada (a) Curvas de capacidade (b) Força de corte basal vs Deslocamento vertical do topo.

Pela observação das curvas de capacidade, constatou-se que a capacidade resistente da estrutura é bastante menor considerando os modelos de material bilinear de *Lignos e Krawinkler* [41][42] comparativamente aos casos anteriores, sendo visível também o efeito da introdução da não-linearidade geométrica (TG P-Delta e TG Co-rotacional) na análise. Nestas curvas pode observar-se também a ocorrência do fenómeno de *softening* na estrutura, pois a partir de determinado deslocamento, a resistência da estrutura diminui, havendo um aumento de deslocamento do piso superior para uma menor força lateral.

Na Figura 3.20 (b) não se verificou uma deformação vertical considerável da estrutura para qualquer uma das análises com TGs diferentes. Isto indica que o elemento de barra elástico sofre apenas pequenas deformações, havendo uma concentração de deformações nos elementos de plasticidade concentrada.

No modelo do pórtico com plasticidade concentrada verifica-se a cedência da estrutura para uma força de corte basal de aproximadamente 202kN para a TG linear e 200kN para as TGs P-Delta e Co-rotacional, sendo inferior à força registada no modelo com material elasto-plástico (com uma diferença de 6,4% para a TG linear e 3,8% para a TG P-Delta e TG Co-rotacional, relativamente ao modelo de plasticidade concentrada).

Na Tabela 3.16 são apresentados os pontos principais das curvas de capacidade e as percentagens de erro relativo, considerando os valores obtidos pela análise com TG Co-rotacional como os mais precisos.

Tabela 3.16: Forças de corte basal máximas e deslocamentos máximos – pórtico com plasticidade concentrada.

| TG | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
|-------------------------------------|--------------|-------------|---------------|
| F_b máxima (kN) | 215,9 (2,8) | 210,0 (0,0) | 210,0 (-) |
| u (F_b máxima) (m) | 0,101 (0,0) | 0,101 (0,0) | 0,101 (-) |
| u máximo (m) | 1,408 (34,7) | 1,045 (0,0) | 1,045 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

Verificou-se que para as três análises, a força de corte basal máxima, corresponde a um deslocamento de 0,101m, o que equivale a uma percentagem de deslocamento horizontal relativo entre pisos (*drift*) de aproximadamente 2,88%.

Constatou-se também, que a força de corte basal máxima, para a análise com TG linear, tem uma diferença pequena relativamente às análises com TG P-Delta e TG Co-rotacional, sendo a percentagem de erro relativo de 2,8%. O erro relativo do deslocamento máximo da análise com TG Linear é elevado, visto que é de 34,7%.

Assim, constatou-se que, para este caso, basta considerar o modelo P-Delta na determinação dos efeitos de segunda ordem de forma a se obter um resultado preciso na análise *pushover*.

Através da análise dos gráficos dos modelos de plasticidade concentrada, Figura 3.21, verificou-se a ocorrência de plastificação na base dos pilares e nas extremidades da viga, assim como grandes deformações, pois foram atingidos os domínios de softening e resistência residual, (a deformação do pórtico foi simétrica). Os gráficos dessa figura traduzem o comportamento de material bilinear de *Lignos e Krawinkler* [41][42], e os valores dos seus parâmetros estão definidos na Tabela 3.12 e Tabela 3.13.

Pela Figura 3.21, e considerando a Figura 3.20 (a), verificou-se que quando se considera uma TG linear, o limite da capacidade resistente da estrutura é atingido quando os pilares e a viga entram em rotura, enquanto, para uma TG P-Delta e TG Co-rotacional, a capacidade resistente esgota-se devido aos efeitos de segunda ordem e ao facto dos elementos apresentarem apenas uma resistência residual. A deformação dos elementos de plasticidade concentrada determinada nas análises com TG P-Delta e TG Co-rotacional foram iguais.

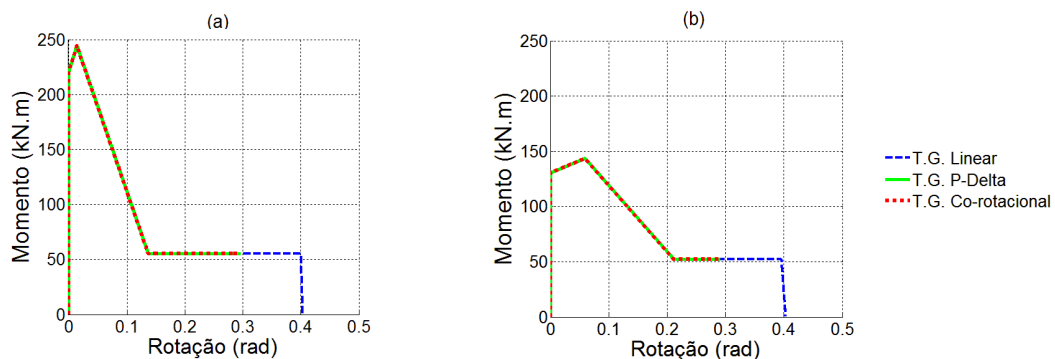


Figura 3.21: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada: (a) base do pilar; (b) extremidade da viga.

• Análise dinâmica não-linear

A análise dinâmica não-linear, do pórtico com plasticidade concentrada, foi realizada com os parâmetros gerais da análise do pórtico elástico, Modelo A, mas com um passo de cálculo de 0,001s.

Os resultados das acelerações são apresentados na Figura 3.22 e Tabela 3.17, incluindo as percentagens de erro relativo, considerando a análise com transformação geométrica Co-rotacional como a mais precisa. Através dos resultados constatou-se que basta considerar o modelo P-Delta na determinação dos efeitos de segunda ordem para se obter um resultado preciso. Apesar disso, comparando o modelo linear com o P-Delta verifica-se que os efeitos de segunda ordem têm pouca influência nas acelerações.

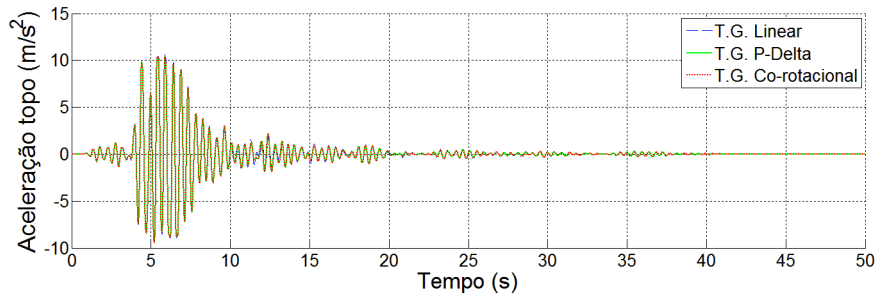


Figura 3.22: Acelerações do topo do pórtico com plasticidade concentrada.

Tabela 3.17: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico com plasticidade concentrada.

| Aceleração no topo (m/s^2) | TG | | |
|--------------------------------|--------------|------------|---------------|
| | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
| Máxima | 10.658 (2.5) | 10.393 (0) | 10.393 (-) |
| Mínima | -9.317 (0.8) | -9.389 (0) | -9.389 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

As acelerações do pórtico com plasticidade concentrada foram bastante semelhantes às do pórtico com plasticidade distribuída.

Os deslocamentos ao longo do tempo são apresentados na Figura 3.23 e os deslocamentos máximos, mínimos e finais na Tabela 3.18, com indicação das percentagens de erro relativo aos resultados do modelo Co-rotacional.

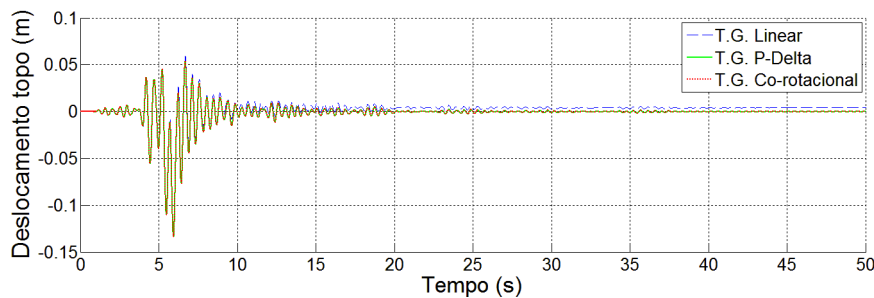


Figura 3.23: Deslocamentos do topo do pórtico com plasticidade concentrada.

Tabela 3.18: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico com plasticidade concentrada.

| Deslocamento no topo (m) | TG | | |
|--------------------------|--------------|------------|---------------|
| | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
| Máximo | 0.059 (10.3) | 0.053 (0) | 0.053 (-) |
| Mínimo | -0.130 (2.8) | -0.134 (0) | -0.134 (-) |
| Final | 0.004 (-) | 0.000 (-) | 0.000 (-) |

As percentagens de erro relativo aos resultados da análise com TG Co-rotacional são apresentadas entre parêntesis.

A percentagem de erro relativo da análise com transformação geométrica linear é considerável. Pode-se verificar também que os resultados obtidos nas análises com TG P-Delta e TG Co-rotacional são iguais, indicando assim, que o modelo P-Delta, para a consideração dos efeitos de segunda ordem, é suficiente para se obter resultados precisos.

Em seguida, são apresentados os comportamentos momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada, Figura 3.24 e Figura 3.25. Essas figuras mostram a ocorrência de plastificação na base dos pilares e extremidades da viga, respetivamente, podendo

observar-se que os resultados diferem consoante o tipo de transformação geométrica considerada.

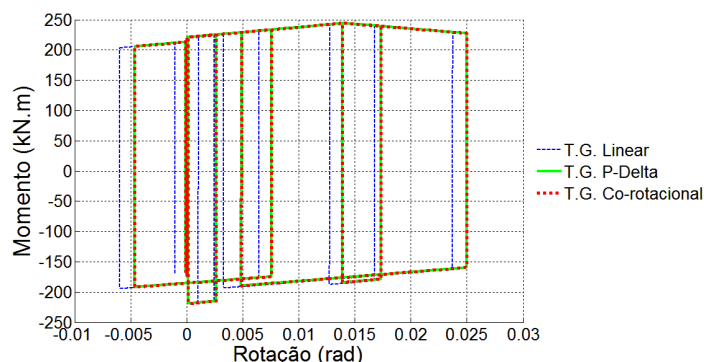


Figura 3.24: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada na base dos pilares.

Na Figura 3.24 pode observar-se a degradação da resistência, devido à traslação das linhas de deformação plástica em direção à origem. Apesar disso, a degradação da rigidez não é perceptível, pois o número de ciclos é pequeno. Constatou-se também que as deformações determinadas nas análises com TG P-Delta e TG Co-rotacional foram iguais. O momento máximo registado corresponde ao momento resistente máximo do elemento de plasticidade concentrada, Tabela 3.12, sendo independente da transformação geométrica considerada.

Tabela 3.19: Momentos e rotações máximas e mínimas na base dos pilares.

| T.G. | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
|---|--------|---------|---------------|
| M máximo (kN.m) | 242.9 | 242.9 | 242.9 |
| θ máximo (rad) | 0.024 | 0.025 | 0.025 |
| M mínimo (kN.m) | -217.6 | -219.0 | -219.0 |
| θ mínimo (rad) | -0.006 | -0.005 | -0.005 |

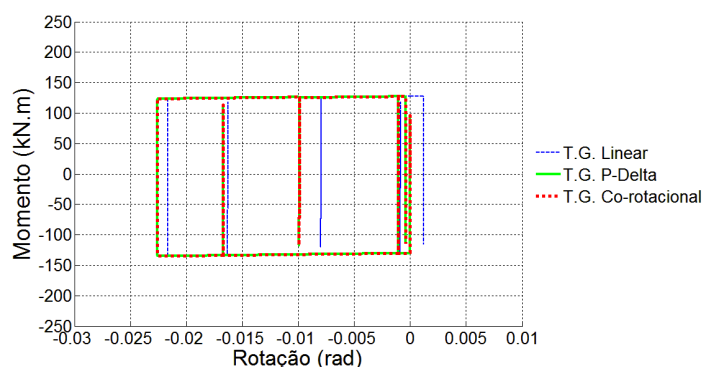


Figura 3.25: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada nas extremidades da viga.

Tabela 3.20: Momentos e rotações máximas e mínimas nas extremidades da viga.

| T.G. | Linear | P-Delta | Co-rotacional |
|---|--------|---------|---------------|
| M máximo (kN.m) | 127.7 | 127.4 | 127.4 |
| θ máximo (rad) | 0.001 | 0 | 0 |
| M mínimo (kN.m) | -135.0 | -135.2 | -135.2 |
| θ mínimo (rad) | -0.022 | -0.023 | -0.023 |

A deformação nas extremidades da viga não ultrapassou o ponto de momento máximo, para além disso, e uma vez que o número de ciclos é pequeno, não é perceptível a degradação de resistência e rigidez.

Observando as figuras anteriores, pode-se constatar que a amplitude de deformação, dos elementos de plasticidade concentrada, difere entre a análise com TG linear e as análises com TG P-delta e TG Co-rotacional, verificando-se que a deformação dos elementos de plasticidade concentrada nas análises com TGs P-delta e Co-rotacional são iguais, o que indica que o modelo P-Delta é suficiente para a determinação dos efeitos de segunda ordem.

Os deslocamentos do pórtico com plasticidade concentrada, com o material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42], são semelhantes aos do pórtico com plasticidade distribuída, com material bilinear, pois as deformações dos elementos de plasticidade concentrada ocorreram maioritariamente em fase de endurecimento, tendo pouca deformação em fase de *softening*. Assim, se a intensidade da ação sísmica aplicada fosse maior, era expectável que a diferença de resultados entre esses modelos também fosse maior. No que respeita aos deslocamentos finais a diferença entre o pórtico com plasticidade distribuída e o pórtico com plasticidade concentrada é elevada.

3.3.5. Conclusões

Nos exemplos realizados, foi possível comparar os resultados de análises sísmicas com diferentes transformações geométricas, do pórtico modelado com diferentes modelos de comportamento de material e diferentes modelos de elementos finitos.

Através dos resultados das análises modais pode-se concluir que todos os modelos testados dão bons resultados, pois os resultados obtidos foram muito semelhantes. Isto deve-se ao facto da análise modal ser uma análise linear, em que, apenas avalia o comportamento da estrutura no domínio elástico linear do material que a compõe, considerando apenas a não-linearidade geométrica. Assim, uma vez que a estrutura analisada nos exemplos, é uma estrutura que não está sujeita a massas e, consequentemente, cargas verticais muito elevadas, a diferença dos resultados da análise modal, para as diferentes transformações geométricas, não foi significativa, podendo-se obter bons resultados sem considerar os efeitos de segunda ordem.

Considerando as várias transformações geométricas utilizadas nas análises, pode-se concluir, que a transformação geométrica P-Delta fornece bons resultados, pois para a análise dinâmica não-linear, comparativamente aos resultados obtidos com transformação geométrica Co-rotacional, tiveram erros relativos inferiores a 1%. Relativamente às análises *pushover*, realizadas com TG P-Delta, e sem considerar a análise do pórtico com plasticidade concentrada, os resultados obtidos tiveram uma percentagem de erro maior, entre 10 a 15 por cento. Apesar disso, as forças de corte basal máximas obtidas foram as menores, comparativamente aos valores determinados pelas restantes análises com transformações geométricas diferentes.

A análise *pushover* do pórtico com plasticidade concentrada, para uma TG linear, teve um deslocamento máximo com um erro relativo de 34,7% relativamente aos resultados obtidos com TG P-Delta e TG Co-rotacional, e na análise dinâmica não-linear do modelo com TG Linear, verificou-se um deslocamento máximo com um erro relativo de 10,8% comparativamente aos resultados obtidos com TG P-Delta e TG Co-rotacional. Estes resultados indicam, assim, que a TG linear fornece resultados com erro elevado, quando considerada em análises não-lineares.

Verificou-se que os resultados obtidos nas análises com TG P-Delta e TG Co-rotacional, do pórtico com plasticidade concentrada, considerando os modelos de material bilinear de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42], foram iguais, sendo justificado pelo facto das deformações se concentrarem nos elementos de plasticidade concentrada, enquanto os elementos de barra sofrem apenas pequenas deformações. Assim, a consideração do modelo P-Delta é suficiente para a determinação dos efeitos de segunda ordem.

Para as análises não-lineares a modelação de estruturas com modelos de material elástico não é aceitável, pois os resultados diferem bastante, como se pode constatar com os resultados obtidos.

3.4. Deformação por Corte nas Zonas de Ligação Viga-Pilar

3.4.1. Introdução

As ações sísmicas podem provocar, nas estruturas metálicas, a deformação das zonas de ligação entre os pilares e vigas, sendo que, neste trabalho se consideraram as ligações do tipo soldadas.

Este tipo de deformações ocorre devido à transferência de esforço transversal e momento fletor entre pilares e vigas através da zona de ligação, chamada de zona de painel (*panel zone*), provocando assim uma deformação por corte desta zona.

As forças que atuam na zona de painel, devido a um sismo, são exemplificadas na Figura 3.26.

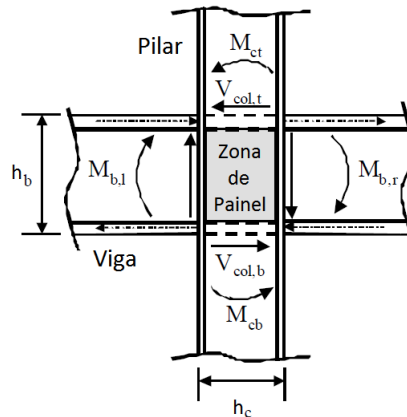


Figura 3.26: Momentos fletores e esforços transversos na zona de painel. (fonte [27])

em que h_b é a altura da secção da viga, h_c é altura da secção do pilar, $V_{col,t}$ é o esforço transversal do pilar acima da ligação, $V_{col,b}$ é o esforço transversal do pilar abaixo da ligação, M_{ct} é o momento fletor do pilar acima da ligação, M_{cb} é o momento fletor do pilar abaixo da ligação, $M_{b,r}$ é o momento fletor da viga à direita da ligação e $M_{b,l}$ é o momento fletor da viga à esquerda da ligação.

A deformação por corte nas zonas de painel é caracterizada por grandes ciclos histeréticos bem definidos, permitindo que essas zonas possam ser dimensionadas de forma a dissiparem energia durante uma ação sísmica forte [27]. Alguns exemplos da relação esforço-deformação de zonas de painel são apresentados em [27].

A modelação de estruturas em aço deve ter em conta as zonas de ligação, pois estas também influenciam a sua rigidez e resistência, podendo contribuir significativamente para o deslocamento transversal relativo entre pisos [27].

O modelo matemático, utilizado neste trabalho, para o comportamento das zonas de painel, foi proposto por *Krawinkler* em 1978 [27], e define uma relação esforço transverso – distorção trilinear, representada na Figura 3.27.

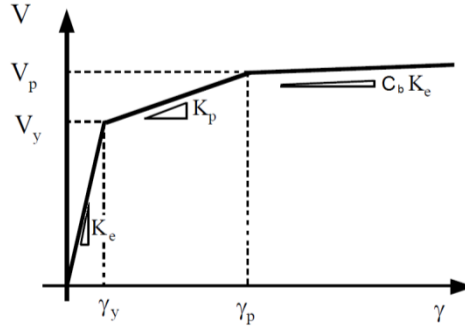


Figura 3.27: Relação esforço transverso – distorção trilinear da zona de painel. (adaptado de [27])

em que V_y é o esforço transverso de cedência, γ_y é a distorção de cedência, K_e é a rigidez elástica, V_p é o esforço transverso plástico resistente, γ_p é a distorção plástica resistente, K_p é a rigidez plástica e C_b é o Coeficiente de endurecimento.

O esforço transverso de cedência da zona de painel é determinado pela Equação (3.16), em que, σ_y é a tensão de cedência do material, A_{eff} é a área efetiva de corte, h_c é a altura do pilar e t_p é a espessura da zona de painel.

$$V_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{eff} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot (0,95 \cdot h_c \cdot t_p) \quad (3.16)$$

A distorção de cedência depende do módulo de distorção (G), e é calculada pela expressão seguinte:

$$\gamma_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3} \cdot G} \quad (3.17)$$

Através das Equações (3.16) e (3.17) podemos determinar a rigidez elástica da zona de painel pela equação:

$$K_e = \frac{V_y}{\gamma_y} = 0,95 \cdot h_c \cdot t_p \cdot G \quad (3.18)$$

O esforço transverso plástico resistente (V_p) é calculado pela expressão:

$$V_p = V_y \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot K_p}{K_e}\right) = V_y \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_c \cdot t_{cf}^2}{h_b \cdot h_c \cdot t_p}\right) \quad (3.19)$$

onde b_c é a largura da secção do pilar e t_{cf} é a espessura dos banzos do pilar.

Através da equação anterior conseguimos obter a relação entre K_p / K_e , seguinte:

$$\frac{K_p}{K_e} = \frac{b_c \cdot t_{cf}^2}{h_b \cdot h_c \cdot t_p} \quad (3.20)$$

Da Equação (3.20) deduziu-se a expressão para a rigidez de plastificação:

$$K_p = \frac{0,95 \cdot G \cdot h_c \cdot t_{cf}^2}{h_b} \quad (3.21)$$

De forma a determinar a distorção plástica resistente (γ_p) recorreu-se à expressão do declive de uma reta, assim temos:

$$K_p = \frac{V_p - V_y}{\gamma_p - \gamma_y} \Leftrightarrow \gamma_p = \frac{V_p - V_y}{K_p} + \gamma_y \quad (3.22)$$

Substituindo os parâmetros na equação anterior, pelas suas expressões, determinadas anteriormente, chegamos à relação:

$$\gamma_p = 4 \cdot \gamma_y \quad (3.23)$$

O domínio plástico de deformação da zona de painel foi definido neste trabalho por um coeficiente de endurecimento (C_b) de 3% e uma distorção última (γ_u) 100 vezes superior à distorção de cedência (γ_y).

$$K_u = 0,03 \cdot K_e \quad (3.24)$$

$$\gamma_u = 100 \cdot \gamma_y \quad (3.25)$$

Para além destes parâmetros, o comportamento cíclico do modelo trilinear, no *OpenSees*, é determinado pelos parâmetros de *pinching* da força (p_f) e da deformação (p_d), que podem ter valores de $[0; 1]$ e definem a rigidez de recarga, podendo ter, também, degradação da resistência, definida a partir da ductilidade ou da energia de deformação, e degradação da rigidez de descarga.

Através dos parâmetros de *pinching* da força (p_f) e da deformação (p_d) é possível definir um modelo de comportamento trilinear *peak-oriented*, Figura 3.28 (a), em que $p_f = p_d = 1$, ou modelos de comportamento trilinear com *pinching*, Figura 3.28 (b), em que $0 \leq p_f < 1$; $0 \leq p_d < 1$.

Na Figura 3.28 (a) pode-se observar a relação momento-distorção do modelo trilinear *peak-oriented*, podendo verificar-se que a rigidez de recarga (K_{rec}) varia consoante a deformação plástica ocorrida no ciclo anterior, sendo inferior à rigidez elástica inicial (K_e), o que corresponde a uma degradação da rigidez.

Na Figura 3.28 (b) é representada a relação momento-distorção de um modelo trilinear com *pinching*. Nessa figura é possível constatar que a rigidez de recarga de um material com *pinching* é definida por duas trajetórias de recarga com rigidez diferente, que se intersectam num ponto designado de *break point*. O *break point*, num determinado ciclo e sentido de deformação, é determinado a partir do momento plástico máximo e rotação plástica máxima, ocorrido no ciclo anterior, no mesmo sentido. Na primeira inversão do sentido de deformação, o ponto de transição entre as duas trajetória de recarga é determinado a partir do momento de cedência (M_y), correspondente a esse sentido, e da deformação plástica nula, uma vez que ainda não ocorreu deformação plástica nesse sentido. Neste caso também se verifica a degradação da rigidez pois a rigidez das trajetórias de recarga ($K_{rec,a}$ e $K_{rec,b}$) são inferiores a rigidez elástica inicial (K_e).

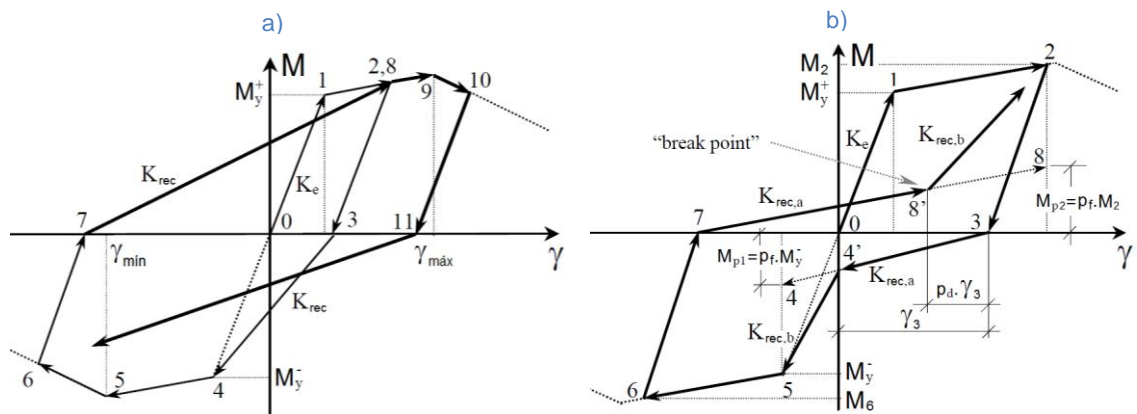


Figura 3.28: Modelo trilinear: (a) *Peak-oriented*, (b) com *Pinching*. (adaptado de [29])

Neste trabalho não se considerou a degradação da resistência e a degradação da rigidez de descarga no modelo de comportamento trilinear.

É importante referir que o modelo trilinear, apesar de ter sido aplicado neste trabalho para definir o comportamento das zonas de painel, também pode ser aplicado na definição do comportamento de outro elemento ou de um material.

3.4.2. Modelo Analítico e Computacional

O modelo analítico da zona de painel, definido por *Gupta e Krawinkler (1999)*, é modelado com elementos finitos de barra com rigidez infinita, ligados entre si por rótulas, e um modelo de plasticidade concentrada com comportamento trilinear, num dos cantos, para simular a rigidez e resistência da zona de painel. O modelo analítico é exemplificado na Figura 3.29 (a), onde h_c é a altura da secção do pilar e h_b é a altura da secção da viga.

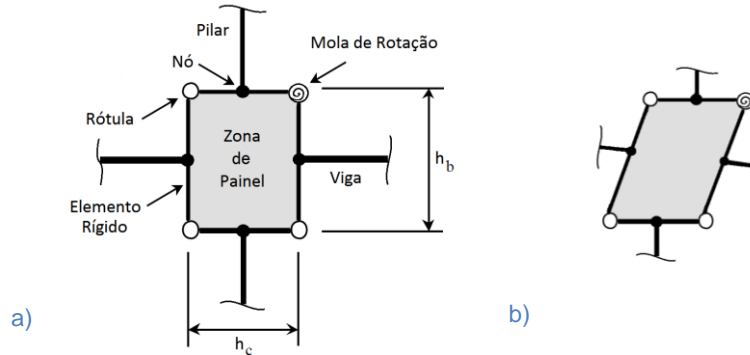


Figura 3.29: Zona de painel: (a) Modelo analítico (adaptado [27]), (b) Exemplo de deformação.

Uma vez que o comportamento do modelo é definido por uma relação momento-distorção, é necessário determinar os momentos que definem essa relação. Assim, sabendo que:

$$M_m = K_m \cdot \gamma = V \cdot h_b \quad (3.26)$$

onde M_m é o momento fletor da mola e K_m é a rigidez da mola.

Através das equações (3.26) chegamos à seguinte expressão para a rigidez da mola (K_m):

$$K_m = \frac{V \cdot h_b}{\gamma} \quad (3.27)$$

Assim, através das equações dos esforços transversos apresentadas anteriormente, podemos deduzir as equações dos momentos:

$$M_y = K_e \cdot \gamma_y \cdot h_b \quad (3.28)$$

$$M_p = M_y + K_p \cdot (\gamma_p - \gamma_y) \cdot h_b \quad (3.29)$$

$$M_u = M_p + C_b \cdot K_e \cdot (\gamma_u - \gamma_p) \cdot h_b \quad (3.30)$$

em que M_u é o momento último.

3.4.3. Exemplo

A consideração da deformação das zonas de painel na avaliação do desempenho sísmico de estruturas em aço é exemplificada no pórtico bidimensional da Figura 3.12,

considerando modelos de plasticidade concentrada, já estudados na secção 3.3, e foi sujeito às mesmas análises que os exemplos anteriores.

Neste exemplo as análises foram realizadas considerando apenas a transformação geométrica P-Delta, e os resultados do modelo com zonas de painel, Modelo D, são comparados com o Modelo C, pois é um modelo semelhante mas sem essas zonas.

Modelo D: Pórtico com plasticidade concentrada e zonas de painel

O pórtico foi modelado com elementos de plasticidade concentrada, à semelhança do Modelo C, com os mesmos parâmetros desse modelo (apresentados na Tabela 3.12 e Tabela 3.13). No Modelo D introduziram-se as zonas de painel com os parâmetros indicados na Tabela 3.21, considerando a espessura dessas zonas igual à espessura da alma da viga, e com comportamento trilinear *peak-oriented* definido pelos fatores de *pinching* da força e deformação de valor unitário. A massa foi distribuída pelos nós das zonas de painel.

Tabela 3.21: Parâmetros do modelo das zonas de painel.

| V_y (kN) | M_y (kN.m) | γ_y (rad) | K_e^v (kN) | V_p (kN) | M_p (kN.m) | γ_p (rad) | K_p^v (kN) | M_u (kN.m) | γ_u (rad) | K_u^v (kN) |
|---------------|-----------------|---------------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------|
| 301,80 | 72,43 | 0,0025 | 118932,7 | 332,48 | 79,79 | 0,0102 | 4029,2 | 288,40 | 0,2538 | 3568,0 |

- **Análise modal**

Através da análise modal foram obtidos os períodos do primeiro e segundo modos de vibração, apresentados na Tabela 3.22.

Tabela 3.22: Períodos dos modos de vibração principais dos modelos C e D.

| Modelo | Períodos - (T_i) | |
|--------|----------------------|-----------|
| | T_1 (s) | T_2 (s) |
| C | 0,444 | 0,032 |
| D | 0,446 | 0,031 |

Os valores dos períodos do Modelo D foram semelhantes ao Modelo C, assim como, aos restantes exemplos anteriores.

Os resultados dos vetores próprios de um nó no topo da zona de painel (extremidade da viga), para o primeiro e segundo modos de vibração, são apresentados na Tabela 3.23. Analisando esses resultados, constatou-se que os deslocamentos modais do Modelo D, correspondentes ao primeiro modo, são ligeiramente superiores aos do Modelo C, enquanto os deslocamentos modais do segundo modo são iguais.

Apesar das ligeiras diferenças nos resultados da análise modal entre os modelos C e D, estas não são significativas, logo, as zonas de painel não têm influência significativa nos resultados desta análise.

Tabela 3.23: 1º e 2º modos de vibração dos modelos C e D.

| Modelo | C | | D | |
|----------------|--------|--------|--------|--------|
| | 1º | 2º | 1º | 2º |
| X (m) | 0,220 | 0 | 0,226 | 0 |
| Y (m) | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,220 |
| θ (rad) | -0,059 | 0 | -0,065 | 0 |

A pequena diferença verificada entre os períodos e modos de vibração dos modelos C e D deve-se à introdução das zonas de painel na modelação e consequente alteração da rigidez do modelo.

A consideração das zonas de painel implica que a ligação entre os elementos, pilares e vigas, não é rígida, assim, é esperado que a rigidez de translação horizontal, global, da estrutura diminua. Apesar disso, a introdução das zonas de painel na modelação diminui o comprimento total dos elementos. Assim, uma vez que a rigidez de um elemento depende do seu comprimento e este é o denominador nas expressões da rigidez, a modelação das zonas de painel implica um ligeiro aumento na rigidez dos elementos (pilares e vigas).

Analisando os resultados dos períodos, verificou-se que o primeiro período do Modelo D é superior ao do modelo C, porque a rigidez de translação horizontal do Modelo D é menor devido às zonas de painel.

Relativamente ao segundo período, observou-se que o valor do Modelo D é inferior ao do Modelo C. Assim, tendo em conta que o segundo modo de vibração é um modo de vibração vertical da estrutura, pode-se justificar a diminuição do período de vibração vertical do Modelo D, devido ao aumento da rigidez axial dos pilares, e, consequentemente, ao aumento da rigidez da estrutura a deslocamentos verticais. Esse aumento de rigidez axial foi provocado pela diminuição do comprimento dos pilares devido à introdução das zonas de painel.

Os deslocamentos modais do primeiro modo do Modelo D são superiores ao Modelo C devido à diminuição da rigidez de translação do Modelo D, causada pelas zonas de painel e ao facto do nó considerado estar a uma altura superior ao nó do Modelo C. A diferença no deslocamento em x do Modelo C relativamente ao D foi aproximadamente de 2,7%.

• **Análise *pushover***

A análise *pushover* foi realizada através da aplicação de uma força horizontal na extremidade da viga até ser atingido o deslocamento máximo possível. As curvas de capacidade obtidas pela análise dos modelos C e D são apresentadas na Figura 3.30.

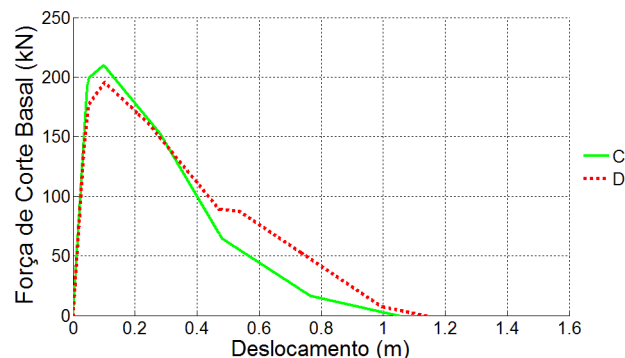


Figura 3.30: Curvas de capacidade dos modelos C e D.

Observando as curvas de capacidade, constatou-se que a capacidade resistente do Modelo D é menor devido à consideração da zona de painel.

No Modelo D verifica-se a ocorrência da plastificação da estrutura para uma força de corte basal de aproximadamente 177kN e um deslocamento de 0,050m, enquanto no Modelo C a plastificação ocorreu para uma força de corte basal de aproximadamente 200kN e um deslocamento de 0,055m. Isto corresponde a uma diferença, em módulo,

relativa ao modelo com zonas de painel de 13% para a força de corte basal e 10% para o deslocamento.

Na Tabela 3.24 são indicados os pontos principais das curvas de capacidade, assim como a percentagem da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo C relativamente ao Modelo D.

Tabela 3.24: Força de corte basal máxima e deslocamento máximo dos modelos C e D.

| Modelo | C | D |
|-------------------------|-------------|-----------|
| F_b máxima (kN) | 210,0 (7,3) | 195,7 (-) |
| u (F_b máxima) (m) | 0,101 (1,0) | 0,102 (-) |
| u máximo (m) | 1,045 (7,7) | 1,132 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo C relativamente ao Modelo D são apresentadas entre parêntesis.

Verificou-se que a força de corte basal máxima no Modelo D é inferior à do Modelo C, correspondendo a uma diferença em módulo do Modelo C de 7,3%. A diferença na força de corte basal máxima nos modelos deve-se à consideração das zonas de painel no Modelo D. Apesar disso, na fase de *softening* pode verificar-se que o Modelo D apresenta uma resistência e um deslocamento máximo maiores que o Modelo C, causada pela distribuição de deformações pelos pilares, viga e zonas de painel. O deslocamento máximo do Modelo C teve uma diferença em módulo de 7,7% relativamente ao Modelo D.

Através da análise dos gráficos dos modelos de plasticidade concentrada, tanto no Modelo D como no C, verificou-se a ocorrência de grandes deformações na base dos pilares e nas extremidades da viga, caracterizadas por fenómenos de *softening*, tendo sido atingido o patamar de resistência residual, Figura 3.31, (a deformação do pórtico foi simétrica). Nessa figura pode observar-se que a deformação na base dos pilares do Modelo D é ligeiramente maior, pois o deslocamento máximo do topo do pórtico também foi maior nesse modelo. Para além disso, a deformação nas extremidades da viga do Modelo D foi menor que no Modelo C, devido à deformação das zonas de painel.

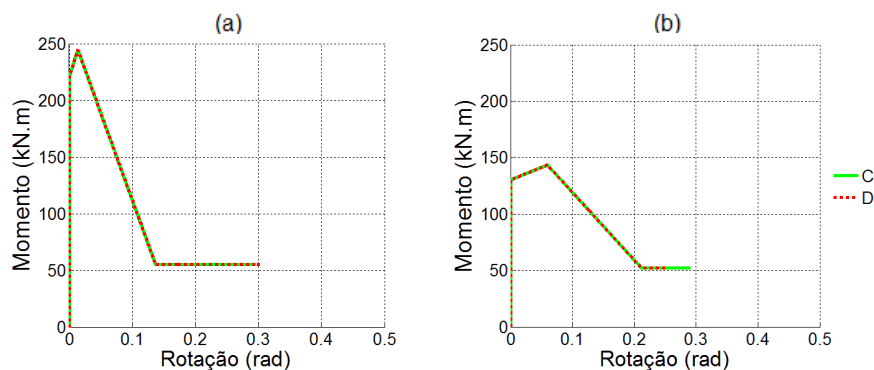


Figura 3.31: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada: (a) na base do pilar; (b) na extremidade da viga; do pórtico com zonas de painel.

Os gráficos da Figura 3.31 traduzem o comportamento de material bilinear de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42], e os seus valores estão definidos na Tabela 3.12 e na Tabela 3.13.

A deformação ocorrida nas zonas de painel é apresentada na Figura 3.32, e foi igual para as duas ligações. O ponto de cedência e o ponto de plastificação estão definidos na Tabela 3.21, e o ponto de deformação máxima corresponde a um momento máximo de 137,6kN.m e distorção de aproximadamente 0,078rad. Nessa figura também é possível observar a descarga da zona de painel devido ao *softening* dos pilares e viga.

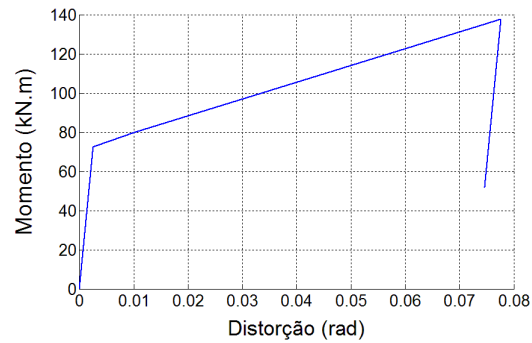


Figura 3.32: Momento-distorção das zonas de painel – Modelo D.

- **Análise dinâmica não-linear**

A análise dinâmica não-linear foi realizada com os parâmetros gerais da análise do pórtico elástico, Modelo A, do Capítulo 3.3.4, mas com um passo de cálculo de 0,0002s.

Os resultados das acelerações do topo dos modelos C e D são apresentados na Figura 3.33 e Tabela 3.25 com apresentação da percentagem da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo C relativamente ao Modelo D.

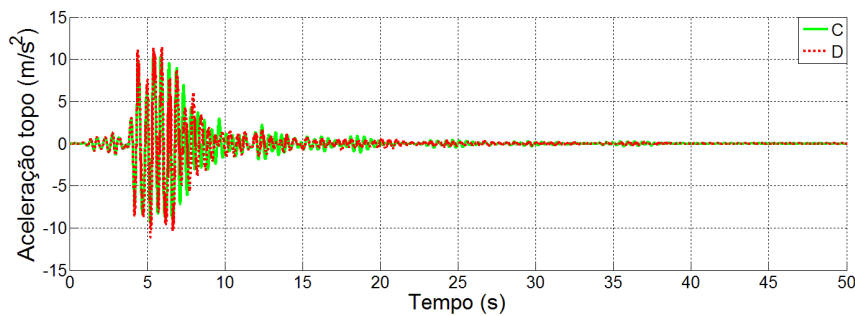


Figura 3.33: Aceleração do topo dos modelos C e D.

Tabela 3.25: Aceleração máxima e mínima do topo dos modelos C e D.

| Modelo | C | D |
|---|---------------|-------------|
| $a_{\text{topo máxima}} \text{ (m/s}^2\text{)}$ | 10,393 (9,3) | 11,459 (-) |
| $a_{\text{topo mínima}} \text{ (m/s}^2\text{)}$ | -9,389 (15,8) | -11,145 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo C relativamente ao Modelo D são apresentadas entre parêntesis.

As acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico do Modelo D são maiores em módulo que as do Modelo C, verificando-se uma diferença relativa em módulo de 9,3% na aceleração máxima e 15,8% na aceleração mínima do Modelo C.

O deslocamento do topo do pórtico ao longo do tempo é apresentado na Figura 3.34, e o deslocamento máximo, mínimo e final, na Tabela 3.26. Analisando esses resultados, constatou-se que o deslocamento máximo e mínimo do topo do Modelo C tem uma diferença relativa em módulo de 30,3% e 17,5%, respetivamente, e uma diferença relativa em módulo de 100% no deslocamento final.

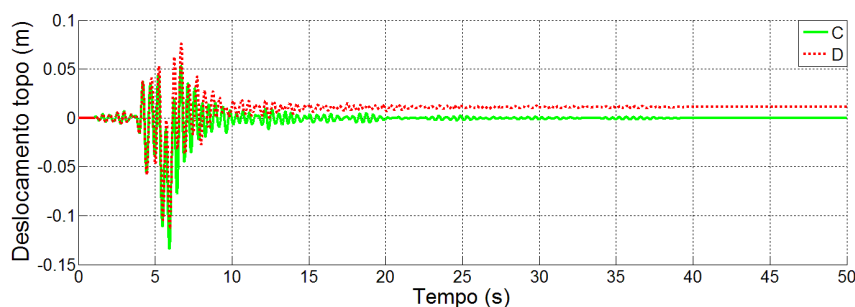


Figura 3.34: Deslocamento do topo dos modelos C e D.

Tabela 3.26: Deslocamento máximo, mínimo e final do topo dos modelos C e D.

| Modelo | C | D |
|---------------------|---------------|------------|
| u Máximo (m) | 0,053 (30,3) | 0,076 (-) |
| u Mínimo (m) | -0,134 (17,5) | -0,114 (-) |
| u Final (m) | 0,000 (100,0) | 0,011 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo C relativamente ao Modelo D são apresentadas entre parêntesis.

Verifica-se, assim, que a consideração das zonas de painel no modelo da estrutura tem uma influência considerável nos resultados das acelerações e deslocamentos.

Através da análise dos elementos de plasticidade concentrada do Modelo D, observou-se que as rótulas plásticas formaram-se apenas na base dos pilares e nas zonas de painel, enquanto no Modelo C a plastificação ocorreu na base dos pilares e extremidades da viga. A relação momento-rotação da base dos pilares dos modelos C e D é apresentada na Figura 3.35 e a relação momento-distorção das zonas de painel do Modelo D na Figura 3.36. (A deformação dos modelos foi simétrica.)

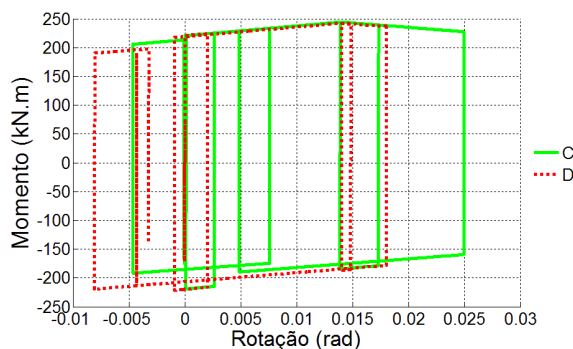


Figura 3.35: Momento-rotação dos modelos de plasticidade concentrada na base dos pilares dos modelos C e D.

Na Figura 3.35 é possível observar a degradação da resistência, não sendo perceptível a degradação da rigidez, pois o número de ciclos é pequeno. Constatou-se também que o número de ciclos de deformação na base dos pilares do Modelo D é menor que no Modelo C, devido à deformação das zonas de painel no Modelo D.

Os momentos fletores e as rotações máximas e mínimas registadas na base dos pilares são apresentados na Tabela 3.27.

Tabela 3.27: Momentos e rotações máximas e mínimas na base dos pilares dos modelos C e D.

| Modelo | C | D |
|---|--------|--------|
| M máximo (kN.m) | 242,9 | 242,4 |
| θ máximo (rad) | 0,025 | 0,018 |
| M mínimo (kN.m) | -219,0 | -221,1 |
| θ mínimo (rad) | -0,005 | -0,008 |

Através da Figura 3.36 pode constatar-se a degradação da rigidez das zonas de painel na recarga, representada pela diminuição do declive das fases de recarga ao longo dos ciclos.

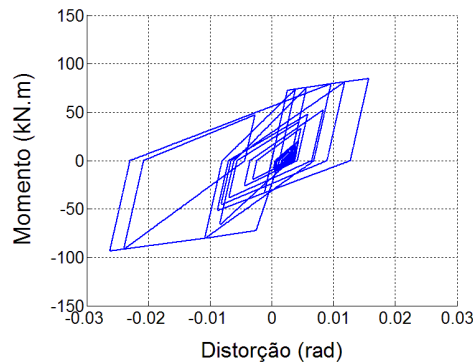


Figura 3.36: Momento-distorção nas zonas de painel – Modelo D.

Os momentos fletores e as distorções máximas e mínimas registadas nas zonas de painel são apresentados na Tabela 3.28.

Tabela 3.28: Momentos e distorções máximas e mínimas nas zonas de painel – Modelo D.

| | |
|---|--------|
| M máximo (kN.m) | 84,5 |
| γ máximo (rad) | 0,016 |
| M mínimo (kN.m) | -93,6 |
| γ mínimo (rad) | -0,026 |

3.4.4. Conclusões

Neste capítulo foi apresentado o modelo matemático de comportamento das zonas de painel definido por *Krawinkler* em 1978 [27], e o modelo computacional definido por *Gupta e Krawinkler* (1999).

O modelo das zonas de painel foi exemplificado no pórtico bidimensional através do Modelo D, modelado por elementos de plasticidade concentrada, com o comportamento de material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos e Krawinkler* [41][42] e zonas de painel, tendo sido comparado com o Modelo C, modelado pelos mesmos elementos que o Modelo D mas sem zonas de painel. Esses modelos foram sujeitos a uma análise modal, uma análise pushover e uma análise dinâmica não-linear.

Através dos resultados da análise modal verificou-se que a consideração das zonas de painel não tem uma influência significativa nos resultados obtidos.

Nas análises sísmicas não-lineares constatou-se que a consideração das zonas de painel, na modelação de estruturas, tem uma influência significativa nos resultados, concluindo-se, assim, que as zonas de painel devem ser consideradas nos modelos de estruturas sujeitos a esse tipo de análises.

3.5. Modelação de Paredes de Alvenaria de Enchimento

3.5.1. Introdução

As paredes de alvenaria de enchimento são elementos não estruturais comuns na maioria dos edifícios, e não são consideradas, habitualmente, na análise e dimensionamento de estruturas. Isto deve-se ao facto, de se assumir, que as paredes de alvenaria de enchimento não têm muita capacidade resistente e quando sujeitas a grandes deslocamentos desintegram-se [28].

Os problemas inerentes a estas considerações estão relacionados com a incapacidade de prever os danos nas paredes de alvenaria de enchimento que podem afetar a segurança dos seus ocupantes e a funcionalidade dos próprios edifícios. Para além disso, estes elementos apresentam na realidade alguma capacidade de resistência, sendo caracterizados por uma rigidez elevada e um tipo de rotura frágil. Assim, as paredes de alvenaria de enchimento alteram o comportamento das estruturas a sismos, porque modificam a rigidez, e, conseqüentemente, a frequência natural de vibração das estruturas, e provocam um aumento das forças de corte nos pilares [28].

A resistência das paredes de alvenaria de enchimento, assim como, a sua contribuição para a resistência global de estruturas e para a robustez de estruturas [7], tem sido investigada experimentalmente ao longo dos anos, existindo já alguns modelos analíticos e computacionais que são apresentados nos próximos subcapítulos.

3.5.2. Modelo Analítico e Computacional

O modelo analítico utilizado neste trabalho foi o modelo previsto no regulamento FEMA 356 [22] calibrado por *Hashemi e Mosalam* (2007), e foi aplicado computacionalmente pelo modelo de fibras, desenvolvido por *Kadysiewski e Mosalam* (2009).

3.5.2.1. Modelo Analítico

O modelo analítico de uma parede é definido por elementos diagonais rotulados nas extremidades exteriores, com resistência axial e de flexão, sendo considerada a massa da parede nas três direções (de translação).

Nos próximos pontos são apresentadas as equações para a determinação das principais propriedades físicas de uma parede, no plano e fora do plano, e para a determinação da envolvente de deslocamentos. As restantes equações e a descrição do procedimento de cálculo completo, encontram-se no Anexo C. Na aplicação das equações da parede de alvenaria de enchimento foram consideradas unidades do sistema internacional.

- **Propriedades no plano**

Em primeiro lugar é necessário determinar as propriedades geométricas do elemento diagonal que simula a parede, assim, através do FEMA 356 podemos determinar a largura do elemento diagonal (a_{iw}), pela Equação (3.31) (correspondente à Equação (7-14) do FEMA 356).

$$a_{iw} = 0,175 \cdot (\lambda_1 \cdot H_f)^{-0,4} \cdot r_{iw} \quad [m] \quad (3.31)$$

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_{iw} \cdot t_{iw} \cdot \sin(2 \cdot \theta_{iw})}{4 \cdot E_f \cdot I_c \cdot H_{iw}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad [m^{-1}] \quad (3.32)$$

onde H_f é a altura do pilar entre as linhas médias das vigas; $r_{iw} = \sqrt{H_{iw}^2 + B_{iw}^2}$ é o comprimento da diagonal da parede de alvenaria de enchimento; E_f e E_{iw} são os módulos de elasticidade da estrutura e da parede, respetivamente; t_{iw} é a espessura da parede; $\theta_{iw} = \arctan(H_{iw} / B_{iw})$ é o ângulo que a diagonal da parede faz com a base, em graus [°]; I_c é a momento de inércia da secção do pilar no plano da parede (para uma estrutura de betão armado considera-se a secção fendilhada do pilar), em $[m^4]$; H_{iw} é a altura da parede; B_{iw} é o comprimento da parede. Todas as dimensões geométricas lineares são consideradas em metros [m].

A resistência axial do elemento diagonal (P_{n0}), para um carregamento no plano da parede, é determinada a partir do esforço transverso resistente esperado (V_{ine}), calculado pela Equação (3.33) (correspondente à Equação (7-15) do FEMA 356).

$$Q_{ce} = V_{ine} = \tau_{me} \cdot A_n \quad (3.33)$$

em que A_n é a área de superfície de contacto horizontal entre a argamassa e os blocos de uma fila da parede, isto é, $A_n = t_{iw} \cdot B_{iw}$; τ_{me} é a tensão de corte resistente esperada da parede de alvenaria de enchimento, que é determinada pela seguinte expressão:

$$\tau_{me} = \frac{0,75 \cdot \left(\tau_{te} + \frac{P_{ce}}{A_n} \right)}{1,5} \quad (3.34)$$

onde τ_{te} é a tensão de corte média na base da parede; P_{ce} é o peso total sobre a parede, isto é, o peso da viga mais o peso da laje e as sobrecargas tendo em conta a área de influência.

Assim podemos determinar a resistência axial do elemento diagonal pela expressão:

$$P_{n0} = \frac{Q_{ce}}{\cos(\theta_{diag})} \quad (3.35)$$

em que $\theta_{diag} = \arctan(H_f / B_f)$ é o ângulo da diagonal entre as linhas médias dos pilares e das vigas e a base onde a parede está inserida, em graus (°). B_f é o comprimento da viga entre as linhas médias dos pilares, em metros (m).

Por fim, calcula-se o deslocamento horizontal máximo, a partir do qual ocorre a rotura da parede.

Através da Tabela 7-9 do FEMA 356 [22] determina-se a percentagem de deslocamento horizontal relativo máximo entre pisos (*drift*) (d) correspondente à rotura da parede. Para isso, é necessário determinar a relação entre o esforço transverso resistente esperado da estrutura (onde a parede está inserida) (V_{fre}) e o esforço transverso resistente esperado da parede (V_{ine}), através de $\beta = V_{fre} / V_{ine}$, e pela relação B_{iw} / H_{iw} (o índice “iw” corresponde ao índice “inf” da Tabela 7-9 do FEMA 356 [22]).

Assim, o deslocamento máximo da parede no plano (u_{Hcp0}) é dado por:

$$u_{Hcp0} = d \cdot H_{iw} \quad [m] \quad (3.36)$$

- **Propriedades fora do plano**

As propriedades da parede de alvenaria de enchimento fora do plano são determinadas com base na resistência à tração da parede. Assim, é necessário calcular a tensão de tração resistente, dada pela Equação (3.37) (Equação (7-21) do FEMA 356 [22]).

$$\sigma_{ine} = \frac{0,7 \cdot \sigma'_{iw} \cdot \lambda_2}{\frac{H_{iw}}{t_{iw}}} \quad (3.37)$$

em que σ'_{iw} é a tensão de compressão resistente mínima esperada da parede; λ_2 é a esbelteza da parede determinada a partir da Tabela 7-11 do FEMA 356 [22], através da relação H_{iw} / t_{iw} .

A primeira frequência de vibração natural da parede de alvenaria de enchimento é dada pela Equação (3.38) (Blevins (1979), Tabela 8-1 do FEMA 356 [22]), considerando-se que a parede é simplesmente apoiada em cima e em baixo.

$$f_{ss} = \frac{\pi}{2 \cdot H_{iw}^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{iw} \cdot I'_{iw} \cdot g}{w_{iw}}} \quad [Hz] \quad (3.38)$$

onde g é a aceleração gravítica, $9,81 \text{ m/s}^2$; w_{iw} é o peso por unidade de comprimento de altura da parede, dado pela expressão $w_{iw} = B_{iw} \cdot t_{iw} \cdot \gamma_{iw}$; e I'_{iw} é o momento de inércia da secção fendilhada da parede para fora do plano, que é igual a metade do momento de inércia da secção não fendilhada da parede. Assim temos:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \Leftrightarrow I_{iw} = \frac{1}{12} \cdot B_{iw} \cdot t_{iw}^3 \quad [m^4] \quad (3.39)$$

$$I'_{iw} = \frac{1}{2} \cdot I_{iw} \quad (3.40)$$

O peso efetivo da parede de enchimento (MEW) corresponde a 81% do seu peso total, sendo que, foi baseado na massa efetiva modal, considerando o primeiro modo de vibração de uma parede simplesmente apoiada em cima e em baixo, (apêndice D de Kadysiewski e Mosalam (2009)). Assim, sabendo que o peso total é determinado por $W_{iw} = \gamma_{iw} \cdot t_{iw} \cdot H_{iw} \cdot B_{iw}$, temos:

$$MEW = 0,81 \cdot W_{iw} \quad (3.41)$$

A partir da expressão anterior, é possível determinar a massa da parede que é suscetível de ser excitada para fora do plano por uma ação sísmica, dividindo o peso efetivo pela gravidade.

Por último, calcula-se o deslocamento máximo da parede para fora do plano, a partir do qual ocorre a rotura. (Este deslocamento é definido pelo deslocamento do centro da parede relativamente ao plano em que a parede está inserida.)

Segundo o FEMA 356 [22] o deslocamento máximo para fora do plano de uma parede é de 5% da sua altura, o que normalmente resulta num valor demasiado elevado. Assim, Kadysiewski e Mosalam [38], sabendo que, segundo Sharif et al. (2007), uma parede deixa de ter resistência a partir de um deslocamento para fora do plano igual à sua espessura, consideraram que o deslocamento máximo para fora do plano de uma parede (u_{Ncp0}), é o menor resultado de: 5% da altura da parede (FEMA 356 [22]), ou 50% da espessura da parede, ou um deslocamento correspondente a uma relação de ductilidade ($\mu_{Ncp0} = u_{Ncp0} / u_{Ny0}$) de 5.

$$u_{Ncp0} = \min \left(0,05 \cdot H_{iw} ; \frac{t_{iw}}{2} ; 5 \cdot u_{Ny0} \right) \quad (3.42)$$

em que u_{Ny0} é o deslocamento de cedência para fora do plano da parede (ver o Anexo C).

- **Interação de efeitos**

A interação de efeitos numa parede, devido a ações no plano e fora deste, requer mais estudos experimentais, dado que, a maioria das experiências realizadas com paredes de enchimento, centram-se maioritariamente na avaliação da sua resistência no plano [28].

Um estudo interessante neste campo foi realizado por *Flanagan e Bennett* [25], que estudaram experimentalmente o efeito de ações bidirecionais numa parede de alvenaria de enchimento, [25].

Hashemi e Mosalam (2007) motivados pela experiência de *Flanagan e Bennett* (1999), determinaram uma expressão, através de um modelo de elementos finitos, que traduz a interação dos efeitos no plano e fora deste, na resistência de uma parede de alvenaria de enchimento, [28].

Mais tarde, essa expressão foi melhorada por *Kadysiewski e Mosalam* (2009), tendo chegado à equação seguinte:

$$\left(\frac{P_N}{P_{N0}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{P_H}{P_{H0}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1,0 \quad (3.43)$$

onde P_N é a força perpendicular resistente da parede na presença de uma força no seu plano; P_{N0} é a força perpendicular resistente máxima de uma parede sem carregamentos no seu plano; P_H é a força horizontal resistente, no plano da parede, na presença de uma força perpendicular a esta; e P_{H0} é a força horizontal máxima no plano da parede, que esta resiste sem estar sujeita a carregamentos perpendiculares. As forças P_N e P_H são apresentadas na Figura 3.37.

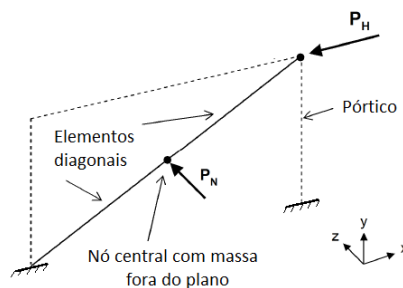


Figura 3.37: Exemplo do modelo analítico com aplicação de forças no plano e fora deste. (adaptado [38]).

3.5.2.2. Modelo Computacional – Modelo de Fibras

As paredes de enchimento são modeladas computacionalmente por uma diagonal composta por dois elementos de barra com plasticidade semi-concentrada, ligados no centro a um nó com massa definida na direção fora do plano, Figura 3.38.

Cada elemento de plasticidade semi-concentrada é definido por uma zona inelástica ligada à estrutura com um comportamento de material elástico com rigidez à flexão e torção próximas de zero de forma a simular uma rótula, e a zona inelástica ligada ao nó central é definida por uma secção de fibras, exemplificada na Figura 3.39, com um comportamento de material bilinear.

É importante referir, que na elaboração de uma secção de fibras é necessário definir fibras nas duas direcções, para além disso, considera-se, que o momento de inércia da parede no plano é muito elevado. Assim, definem-se duas fibras no eixo vertical da secção (eixo y do exemplo da Figura 3.39), com áreas muito pequenas e distâncias à linha neutra muito elevadas.

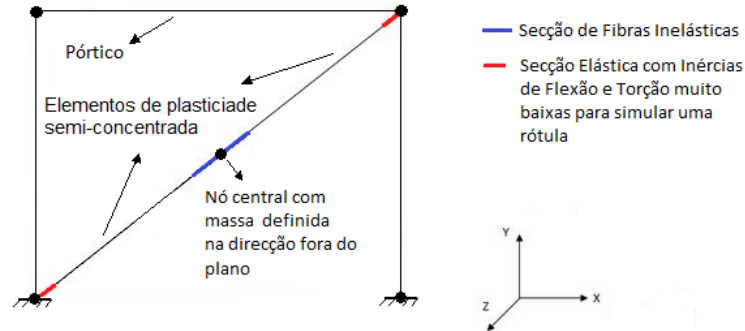


Figura 3.38: Modelo computacional de uma parede de enchimento.

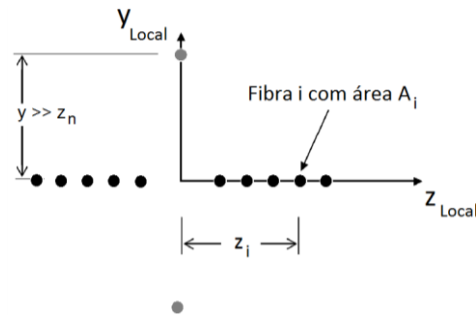


Figura 3.39: Secção de fibras de uma parede de enchimento. (adaptado [38])

A determinação das propriedades de cada fibra da secção, é feita através da relação de interação do esforço axial com o momento fletor fora do plano da parede, discretizada para um certo número de pontos, Figura 3.40. Essa relação de interação é deduzida a partir da Equação (3.43) de onde resulta a expressão:

$$\left(\frac{P_n}{P_{n0}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{M_n}{M_{n0}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1,0 \quad (3.44)$$

onde P_n é a força axial resistente para um momento fletor não nulo; o P_{n0} é a força resistente considerando um esforço de flexão nulo na parede; M_n é o momento resistente para uma força axial não nula; e M_{n0} é o momento resistente considerando um esforço axial nulo. (Estes esforços correspondem aos esforços resistentes elásticos a partir dos quais ocorre a cedência das fibras.)

As expressões para a determinação do P_{n0} e M_{n0} são indicadas no Anexo C.

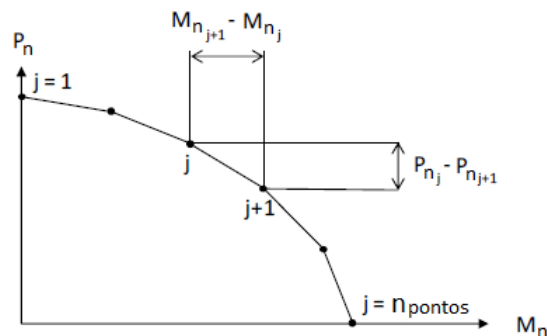


Figura 3.40: Discretização da relação de interação esforço axial - momento fletor. (adaptado [38])

A força de cedência e a coordenada z de cada fibra são calculadas pelas Equações (3.45) e (3.46), respetivamente.

$$F_{y_i} = \frac{P_{n_j} - P_{n_{j+1}}}{2} \quad (3.45)$$

$$z_i = \frac{M_{n_{j+1}} - M_{n_j}}{2 \cdot F_{y_i}} \quad (3.46)$$

onde F_{y_i} é a força axial de cedência da fibra i ; P_{n_j} é a força axial do ponto j da curva de interação; z_i é a distância á linha neutra (coordenada z) da fibra i ; M_{n_j} é o momento fletor do ponto j da curva de interação.

Após a determinação da força de cedência e da coordenada z das fibras do lado positivo do eixo z , consideram-se os mesmos valores para as fibras na posição simétrica. Na determinação destas propriedades considera-se $i = j$, em que o número de fibras é definido pela expressão: $n_{fibras} = 2 \cdot (n_{pontos} - 1)$

Para além destas propriedades, considera-se, que cada fibra tem o mesmo módulo de elasticidade, e é igual ao da parede de enchimento, e as propriedades geométricas de cada uma delas satisfazem as seguintes condições:

$$a_{iw} \cdot t_{iw} = \sum_{i=1}^{n_{fibras}} A_i \quad (3.47a)$$

$$I_{eq} = \sum_{i=1}^{n_{fibras}} [A_i \cdot (z_i)^2] \quad (3.47b)$$

onde I_{eq} é o momento de inércia do elemento diagonal equivalente ao da parede de enchimento, sendo que, a sua equação está definida no Anexo C.

As condições das Equações (3.47) são satisfeitas pela relação:

$$A_i = \gamma_{iwf} \cdot |z_i|^{\eta_{iwf}} \quad (3.48)$$

em que γ_{iwf} e η_{iwf} são constantes determinadas de forma a satisfazer as condições.

Por último, calculam-se as tensões e extensões de cedência de cada fibra através das equações:

$$\sigma_i = \frac{F_{y_i}}{A_i} \quad (3.49)$$

$$\varepsilon_{y_i} = \frac{\sigma_{y_i}}{E_{iw}} \quad (3.50)$$

3.5.3. Exemplo

A contribuição da parede de alvenaria de enchimento para o comportamento sísmico de uma estrutura foi exemplificada no pórtico bidimensional da Figura 3.12, considerando modelos de plasticidade concentrada, zonas de painel e foi sujeito às mesmas análises que os exemplos anteriores considerando a transformação geométrica P-Delta.

Neste exemplo os resultados do modelo com parede de alvenaria de enchimento, Modelo E, são comparados com o Modelo D, pois é um modelo semelhante mas sem parede de enchimento.

Modelo E: Pórtico com plasticidade concentrada, zonas de painel, e parede de alvenaria de enchimento

O pórtico foi modelado com elementos de plasticidade concentrada, à semelhança dos modelos D e C, com os mesmos parâmetros desses modelos (apresentados na Tabela 3.12 e Tabela 3.13). No Modelo E consideraram-se as zonas de painel à semelhança do Modelo D, com os parâmetros indicados na Tabela 3.21, e a massa foi distribuída pelos nós desses elementos. A parede de alvenaria de enchimento, com blocos de betão celular autoclavado, com as propriedades da Tabela 3.29, foi modulada através do modelo de fibras com comportamento de material bilinear. Os seus parâmetros foram calculados de acordo com o Anexo C e são apresentados no Anexo D.

Tabela 3.29: Propriedades da parede de alvenaria de enchimento com blocos de betão celular autoclavado.

| E_{iw} (MPa) | γ_{iw} (kN/m ³) | σ'_{iw} (MPa) | τ_{te} (MPa) |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------------|----------------------|
| 1600 | 4,748 | 2,2 | 0,125 |

• Análise modal

Os períodos obtidos na análise modal são apresentados na Tabela 3.30, verificando-se que a introdução da parede de enchimento, no Modelo E, diminui a primeiro período em 54,4% relativamente ao Modelo D sem parede de enchimento, (o que corresponde à diferença relativa em módulo de 117,6%, relativamente ao Modelo E). Comparando o segundo período dos modelos constatou-se que a parede de enchimento não influencia significativamente o resultado.

Tabela 3.30: Períodos dos modos de vibração principais dos modelos D e E.

| Modelo | Períodos - (T_i) | |
|--------|----------------------|-----------|
| | T_1 (s) | T_2 (s) |
| D | 0,446 | 0,031 |
| E | 0,205 | 0,032 |

Os resultados dos vetores próprios do primeiro e segundo modos de vibração da estrutura, considerando o nó da extremidade direita da viga “a” e da extremidade esquerda “b” são apresentados na Tabela 3.31. Para o Modelo D considerou-se apenas uma extremidade da viga (“a”), devido aos deslocamentos modais serem simétricos.

Tabela 3.31: 1º e 2º modos de vibração dos modelos D e E.

| Modelo | D | | E | | | |
|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1º | 2º | 1º | | 2º | |
| Nó | a | a | a | b | a | b |
| x (m) | 0,226 | 0 | 0,222 | 0,225 | 0,000 | -0,004 |
| y (m) | 0,001 | -0,220 | 0,001 | -0,006 | -0,011 | -0,302 |
| θ (rad) | -0,065 | 0 | -0,062 | -0,079 | -0,028 | -0,001 |

Analisando os resultados dos vetores próprios constatou-se que o primeiro modo dos modelos D e E, caracterizado pela translação horizontal do topo do pórtico, foi semelhante, indicando, assim, que a parede de enchimento não influencia significativamente o resultado desse modo de vibração. Relativamente ao segundo modo de vibração, caracterizado pela vibração vertical do pórtico, verificou-se que o Modelo E difere consideravelmente do Modelo D, pois esse modo de vibração apresenta deslocamentos assimétricos devido à assimetria de rigidez e massa introduzida pela

modelo da parede de enchimento. É importante referir que esta assimetria é particularmente notória num pórtico simples.

Através dos resultados do primeiro período dos modelos D e E, e tendo em conta que esse período corresponde a um modo de translação horizontal do topo do pórtico, é possível verificar que a parede de enchimento aumenta a rigidez de translação horizontal da estrutura, pois o período diminuiu com a introdução da parede no Modelo E, logo a parede de enchimento tem uma influência significativa no período desse modo de vibração.

- **Análise *pushover***

A análise *pushover* foi realizada através da aplicação de uma força horizontal nas extremidades da viga, até ser atingido o deslocamento máximo possível.

As curvas de capacidade obtidas pela análise dos modelos D e E são apresentadas na Figura 3.41, e os valores máximos e mínimos são apresentados na Tabela 3.32.

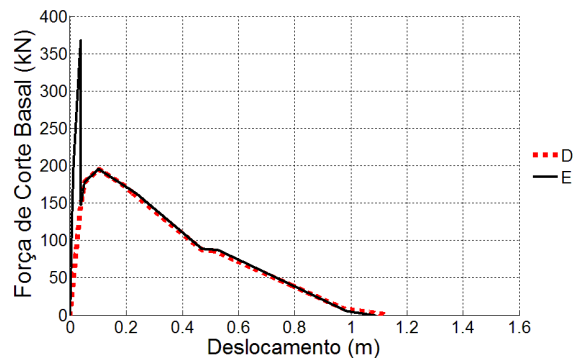


Figura 3.41: Curva de capacidade dos modelos D e E.

Tabela 3.32: Forças de corte basal máximas e deslocamento máximo dos modelos D e E.

| Modelo | | D | E |
|---------------------------|-------------------------|-------|-------|
| Antes da rotura da parede | F_b máxima (kN) | - | 368,4 |
| | u (F_b máxima) (m) | - | 0,038 |
| Após a rotura da parede | F_b máxima (kN) | 195,7 | 195,6 |
| | u (F_b máxima) (m) | 0,102 | 0,103 |
| | u máximo (m) | 1,132 | 1,076 |

As percentagens do módulo da diferença dos valores do Modelo C relativamente ao Modelo D são apresentadas entre parêntesis.

Observando a curva de capacidade do Modelo E, pode-se constatar que a parede de alvenaria de enchimento aumenta a rigidez e a resistência inicial da estrutura, ao deslocamento horizontal do topo do pórtico, até à rotura da parede, pois a força de corte basal máxima atinge o valor de 368,4kN, representando uma diferença relativa em módulo de 59,3% da força de corte basal do Modelo D relativamente ao Modelo E, para o mesmo nível de deformação. A força de corte basal máxima do Modelo E, antes da rotura da parede, foi atingida para um deslocamento aproximado de 0,038m, correspondente a uma percentagem de deslocamento horizontal relativo entre pisos (*drift entre pisos*) de 1,09%.

Após a rotura da parede ocorre uma diminuição da força de corte basal, pois a resistência do pórtico diminui, verificando-se, posteriormente, a plastificação da estrutura para uma força de corte basal de aproximadamente 176,6kN. Na fase após a rotura da parede verificou-se que as curvas de capacidade dos modelos D e E são semelhantes, constatando-se, também, que a resistência máxima dos modelos é atingida para valores

semelhantes de força de corte basal e deslocamento. Por fim verificou-se que o Modelo D atinge um deslocamento máximo maior que o Modelo E, representando uma diferença relativa em módulo de 5,2% relativamente ao Modelo E.

Assim, constatou-se que as paredes de alvenaria de enchimento têm uma influência considerável nos resultados da análise *pushover*.

Através da análise dos gráficos dos modelos de plasticidade concentrada, Figura 3.42, verificou-se a ocorrência de grandes deformações na base dos pilares e nas extremidades da viga, pois verificou-se o fenómeno de *softening* e atingiu-se o patamar de resistência residual. (A deformação do pórtico foi simétrica.). Estes gráficos traduzem o comportamento de material bilinear de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42], e os seus valores estão definidos na Tabela 3.12 e Tabela 3.13. Observando a Figura 3.42 constatou-se que os níveis de deformação desses elementos são iguais para os modelos D e E, pelo que, a introdução da parede de enchimento não teve influência nos níveis de deformação desses elementos.

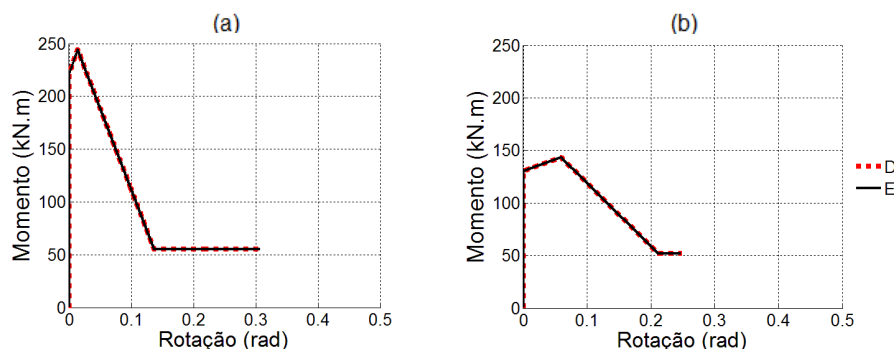


Figura 3.42: Momento-rotação: (a) base do pilar, (b) extremidade da viga; dos modelos D e E.

Na Figura 3.43 é apresentada a relação força de corte basal *versus* rotação da base do pilar e extremidade da viga do Modelo E, podendo constatar-se que esses elementos só plastificam após a rotura da parede de enchimento.

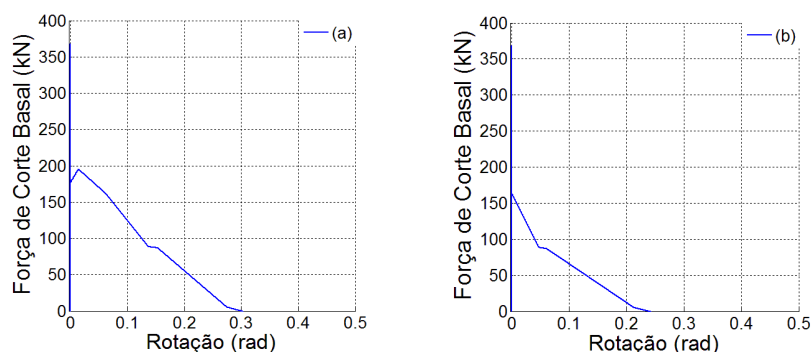


Figura 3.43: Força de corte basal vs rotação: (a) base do pilar, (b) extremidade da viga; Modelo E.

As deformações das zonas de painel são apresentadas na Figura 3.44 (a), em que, o ponto de cedência e o ponto de plastificação dessa figura estão definidos na Tabela 3.21. O ponto de deformação máxima registado no Modelo E corresponde a um momento máximo de 136,0kN.m e distorção de aproximadamente 0,076rad e foi ligeiramente superior ao Modelo D definido por um momento máximo de 137,6kN.m e distorção de aproximadamente 0,078rad, apesar disso, essa diferença não é significativa.

Através da Figura 3.44 (b) pode observar-se que a zona de painel do Modelo E plastifica antes da rotura da parede.

Na Figura 3.44 (a) e (b) é possível detetar a ocorrência da rotura da parede, pois ocorre a descarga da zona de painel, do Modelo E, para uma distorção aproximada de 0,005rad. No final verifica-se a descarga das zonas de painel devido ao *softening* dos pilares e viga.

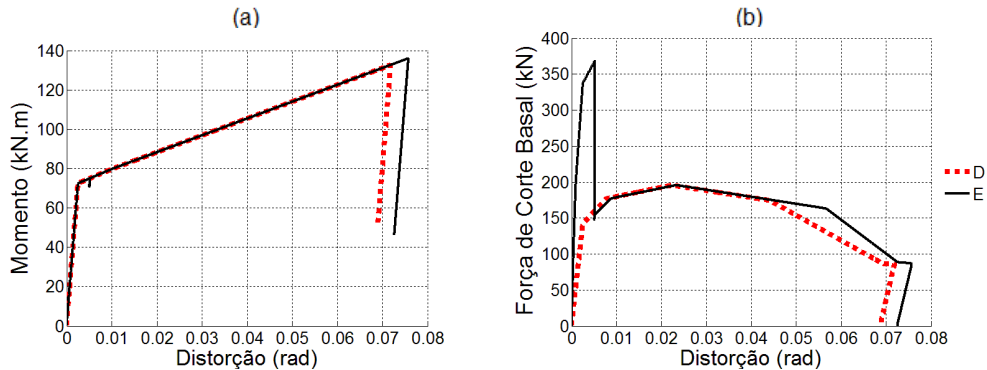


Figura 3.44: (a) Momento-distorsão da zona de painel e (b) Força de corte basal vs distorção da zona de painel - modelos D e E.

Através da Figura 3.45 (a) pode observar-se que a parede deformou apenas no seu plano, pois a análise *pushover* é executada longitudinalmente a esta. Para além disso, também está representada a curva de interação em termos de deslocamentos (uIP – deslocamento no plano, uOOP – deslocamento fora do plano), podendo assim verificar-se o critério de rotura da parede, que ocorre para um deslocamento no plano de 0,0365m. Na Figura 3.45 (b) pode observar-se a relação entre a força de corte basal e o deslocamento no plano, da parede, até ocorrer a rotura, correspondente a uma força de corte basal da parede de 227,9kN.

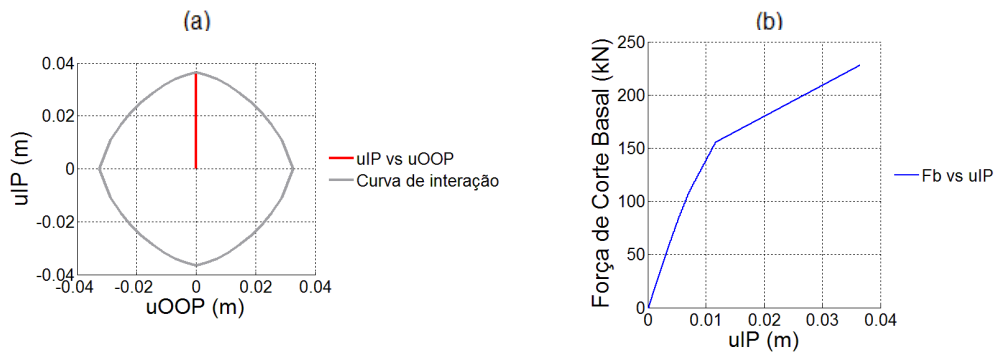


Figura 3.45: (a) Deslocamento no plano (uIP) vs deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede (b) Força de corte basal da parede (F_b) vs deslocamento no plano (uIP) - Modelo E.

A Figura 3.46 mostra a relação tensão-extensão de uma das secções de fibras da parede, verificando-se uma tensão de 2877kPa e uma extensão de 0,108, na rotura.

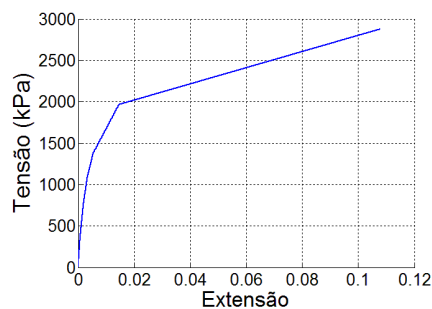


Figura 3.46: Tensão-extensão da secção de fibras da parede – Modelo E.

- **Análise dinâmica não-linear (sismo de *Kobe*, 1995, *KOBE/TAZ090*)**

A análise dinâmica não-linear foi realizada com os parâmetros gerais da análise do pórtico elástico, Modelo A, Capítulo 3.3.4, mas com um passo de cálculo de 0,00001s, determinado pela análise de convergência apresentada no Anexo B.

A aceleração do topo do pórtico ao longo do tempo, dos modelos D e E, é apresentada na Figura 3.47 e os valores máximos e mínimos na Tabela 3.33, onde se pode verificar a influência da parede no comportamento da estrutura, tendo sido determinada uma diferença relativa em módulo da aceleração máxima e mínima de 13,7% e 1,0%, respetivamente, entre o Modelo D e o Modelo E.

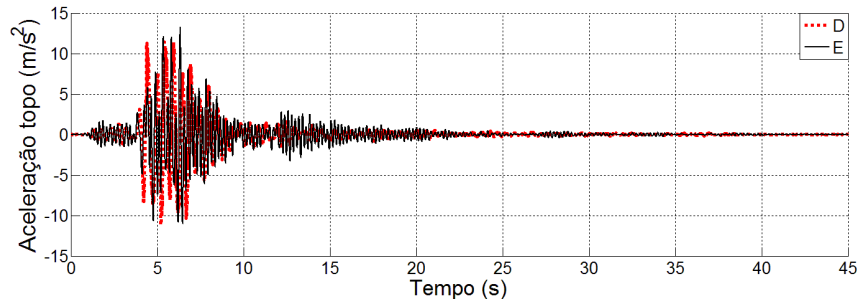


Figura 3.47: Aceleração do topo do pórtico dos modelos D e E. (*KOBE/TAZ090*)

Tabela 3.33: Aceleração máxima e mínima do topo do pórtico dos modelos D e E. (*KOBE/TAZ090*)

| Modelo | D | E |
|--|---------------|-------------|
| a_{topo} máxima (m/s²) | 11,459 (13,7) | 13,279 (-) |
| a_{topo} mínima (m/s²) | -11,145 (1,0) | -11,040 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

O deslocamento ao longo do tempo, do topo do pórtico dos modelos D e E, é apresentado na Figura 3.48, e o deslocamento máximo, mínimo e final, na Tabela 3.34. Através desses resultados constatou-se que a parede de enchimento tem uma influência elevada no comportamento da estrutura, porque o deslocamento do topo do pórtico, do Modelo E, é bastante inferior ao Modelo D, verificando-se, também, que a diferença relativa em módulo dos deslocamentos máximo, mínimo e final, do Modelo D, foi superior a 370%, relativamente aos resultados do Modelo E.

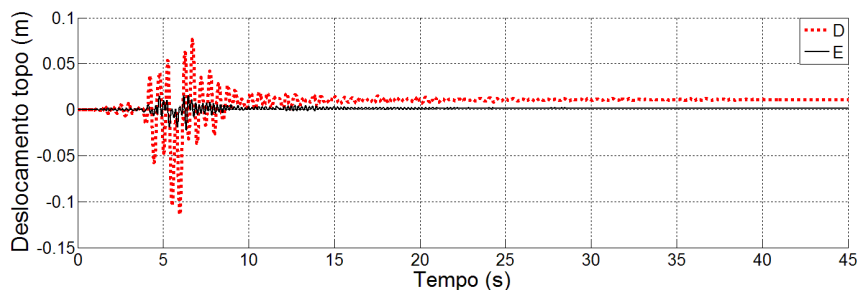


Figura 3.48: Deslocamento do topo do pórtico dos modelos D e E. (*KOBE/TAZ090*)

Tabela 3.34: Deslocamento máximo, mínimo e final do topo do pórtico dos modelos D e E. (*KOBE/TAZ090*)

| Modelo | D | E |
|---------------------|----------------|------------|
| u Máximo (m) | 0,076 (375,0) | 0,016 (-) |
| u Mínimo (m) | -0,114 (418,2) | -0,022 (-) |
| u Final (m) | 0,011 (450,0) | 0,002 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

Através da análise dos elementos de plasticidade concentrada do Modelo E, verificou-se que a deformação desse modelo não é simétrica devido à introdução do modelo da parede de enchimento. Para além disso, observou-se que no Modelo E não ocorreu a plastificação dos elementos de plasticidade concentrada dos pilares, vigas e zonas de painel.

A deformação das zonas de painel do Modelo E foi superior à dos pilares e vigas, e são apresentadas na Figura 3.49 em comparação com as zonas de painel do Modelo D. Nessa figura pode observar-se que as zonas de painel do Modelo E deformaram em regime elástico com amplitudes diferentes, devido à introdução do elemento diagonal que representa a parede, ao contrário das zonas de painel do Modelo D, que deformaram em regime plástico e em vários ciclos com a mesma amplitude.

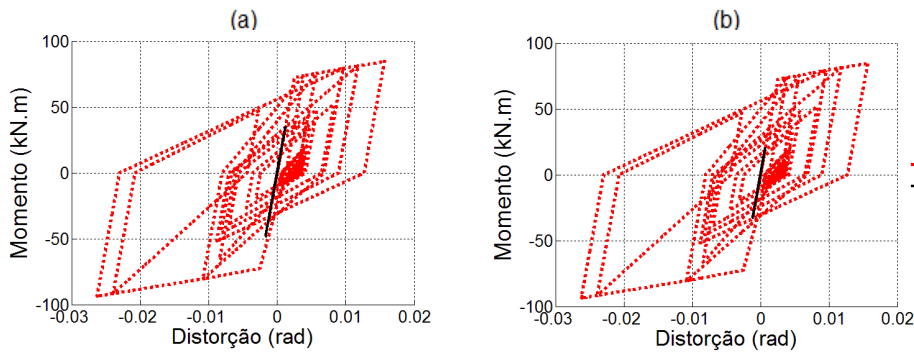


Figura 3.49: Momento-distorção das zonas de painel: (a) esquerda, (b) direita; dos modelos D e E. (Kobe/TAZ090)

A Figura 3.50 (a) mostra que a parede deformou apenas no seu plano, pois a ação sísmica atuou na direção longitudinal da parede. Para além disso, tendo em conta a curva de interação em termos de deslocamentos (uIP – deslocamento no plano, $uOOP$ – deslocamento fora do plano), verifica-se que não ocorreu a rotura da parede. Na Figura 3.50 (b) é apresentada a relação entre a força de corte basal e o deslocamento no plano, da parede, verificando-se uma força de corte basal máxima da parede, em módulo, de 182,5kN para um deslocamento da parede no plano, em módulo, de 0,021m.

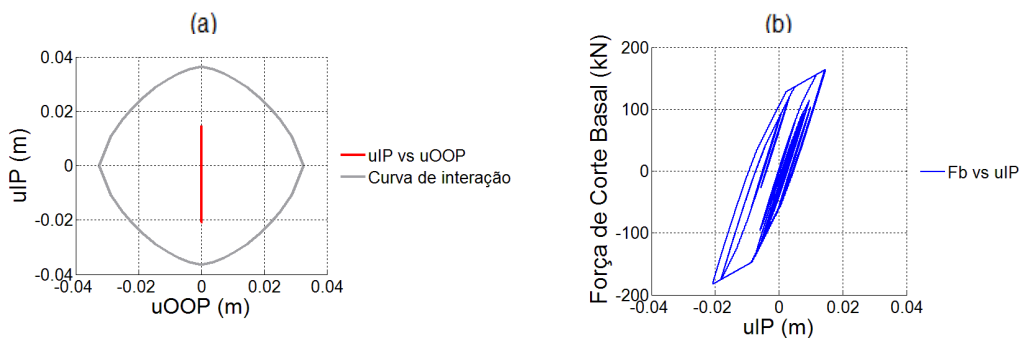


Figura 3.50: Relação deslocamento no plano (uIP) - deslocamento fora do plano ($uOOP$) e curva de interação da parede – Modelo E. (Kobe/TAZ090)

A Figura 3.51 mostra a variação da tensão e extensão, do elemento diagonal que representa a parede. A maior tensão, em módulo, foi 2313kPa, correspondente a uma extensão, também em módulo, de 0,050.

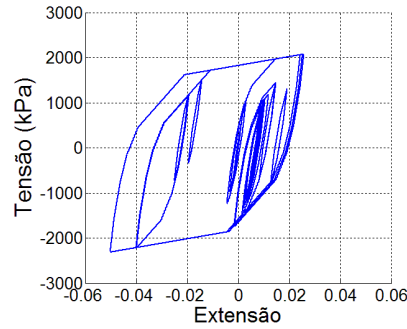


Figura 3.51: Tensão-extensão da secção de fibras da parede – Modelo E. (KOBETAZ090)

De forma a se verificar a rotura da parede de alvenaria de enchimento, realizou-se outra análise dinâmica não-linear, com um acelerograma de intensidade maior, apresentada em seguida.

- **Análise dinâmica não-linear (sismo de *Northridge*, 1994, NORTHRTAR090)**

A análise dinâmica não-linear foi realizada da mesma forma que a análise anterior, com recurso ao acelerograma do sismo de *Northridge* de 1994, obtido a partir do *PEER Strong Motion Database* [57], registado na estação de *Tarzana* com o registo de NORTHRTAR090 e PGA=1,78g, e é representado na Figura 3.52.

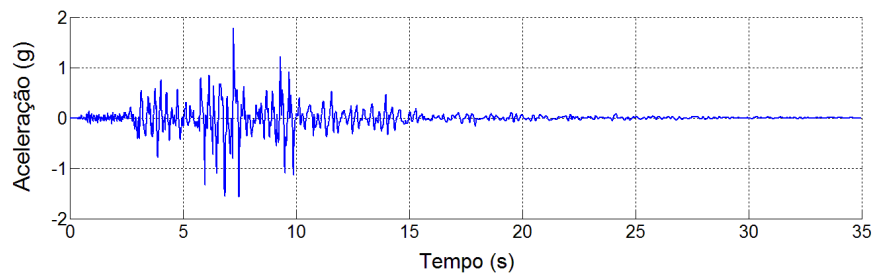


Figura 3.52: Acelerograma NORTHRTAR090. [57]

A aceleração obtida ao longo do tempo, do topo do pórtico dos modelos D e E, é apresentada na Figura 3.53 e o valor máximo e mínimo na Tabela 3.35. Esses resultados mostram que o Modelo E teve dois picos de aceleração nos instantes após a rotura da parede, correspondente a 8,441s.

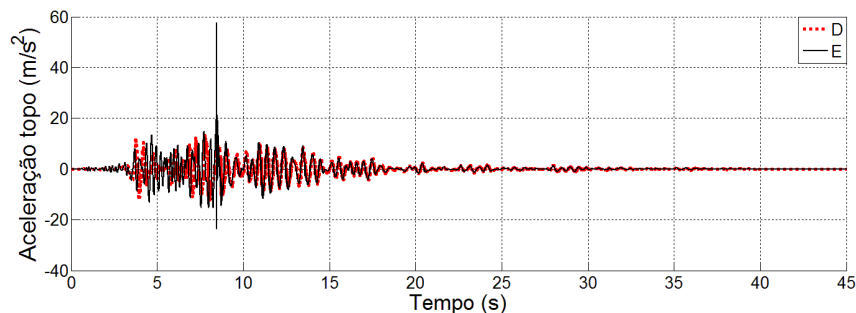


Figura 3.53: Aceleração do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTHRTAR090)

Tabela 3.35: Aceleração máxima e mínima do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTHRTAR090)

| Modelo | D | E |
|---|----------------|-------------|
| $a_{\text{topo máxima}} \text{ (m/s}^2\text{)}$ | 13,262 (77,0) | 57,671 (-) |
| $a_{\text{topo mínima}} \text{ (m/s}^2\text{)}$ | -12,174 (48,7) | -23,733 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

O Modelo D apresenta uma diferença relativa em módulo da aceleração máxima e mínima de 77,0% e 48,7%, respetivamente, relativamente ao Modelo E.

O deslocamento ao longo do tempo, do topo do pórtico dos Modelos D e E, é apresentado na Figura 3.54, e o deslocamento máximo, mínimo e final, na Tabela 3.36. Esses resultados mostram que a parede de enchimento tem uma influência significativa no deslocamento da estrutura, mesmo quando ocorre a rotura da parede durante a ação sísmica. Em geral, o deslocamento horizontal do topo do pórtico, do modelo com parede de enchimento, é menor que o modelo sem parede.

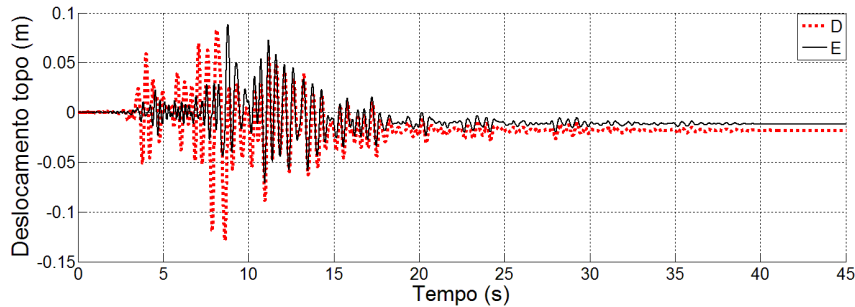


Figura 3.54: Deslocamento do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTH\TAR090)

Tabela 3.36: Deslocamento máximo, mínimo e final do topo do pórtico dos modelos D e E. (NORTH\TAR090)

| Modelo | D | E |
|---------------------|---------------|------------|
| u Máximo (m) | 0,083 (6,7) | 0,089 (-) |
| u Mínimo (m) | -0,129 (81,7) | -0,071 (-) |
| u Final (m) | -0,018 (50,0) | -0,012 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores do Modelo D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

Através da análise dos elementos de plasticidade concentrada dos modelos D e E, observou-se que as rótulas plásticas formaram-se apenas na base dos pilares, Figura 3.55, ocorrendo também a plastificação das zonas de painel, Figura 3.56.

Na Figura 3.55 pode observar-se que o número de ciclos de deformação e a amplitude de deformação dos elementos de plasticidade concentrada dos pilares do Modelo E, são menores que os do Modelo D. Nessa figura, em ambos os modelos, pode observar-se a degradação da resistência, apesar disso, uma vez que o número de ciclos é pequeno, a degradação da rigidez não é perceptível.

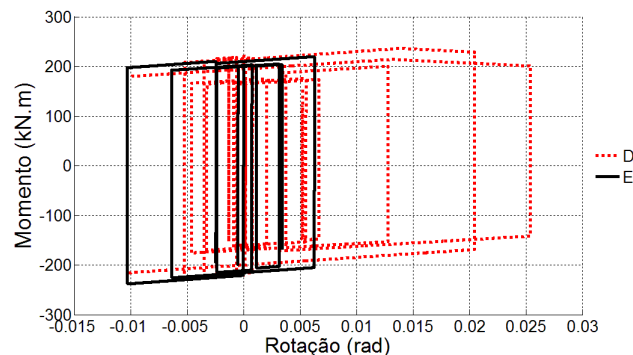


Figura 3.55: Momento-rotação da base dos pilares dos modelos D e E. (NORTH\TAR090)

A Figura 3.56 mostra que o número de ciclos de deformação e a amplitude de deformação nas zonas de painel, do Modelo E, são menores que os do Modelo D. Também é possível observar a degradação da rigidez das zonas de painel em ambos os

modelos. No Modelo E a deformação das zonas de painel não foi exatamente igual devido ao elemento diagonal que representa a parede, apesar disso essa diferença não é significativa.

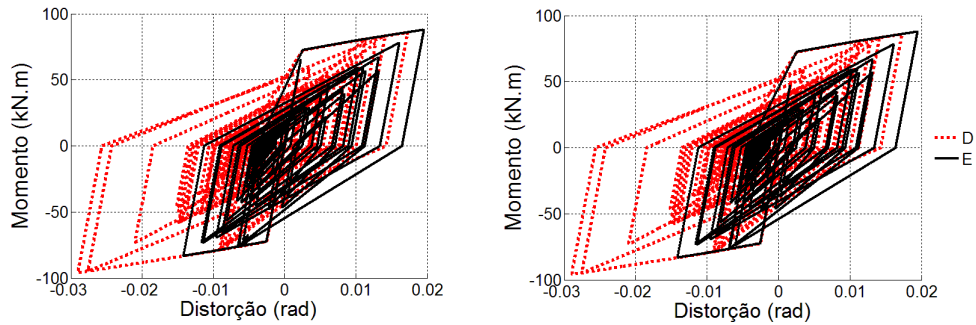


Figura 3.56: Momento-distorção das zonas de painel: (a) esquerda; (b) direita; dos modelos D e E. (NORTHR\TAR090)

A rotura da parede de alvenaria de enchimento é verificada na Figura 3.57 (a) através da intersecção do deslocamento da parede no plano (uIP) com a curva de interação em termos de deslocamentos (uIP – deslocamento no plano, uOOP – deslocamento fora do plano). A rotura ocorre para um deslocamento no plano de -0,0365m, tendo-se registado uma força de corte basal máxima, na parede, de 227,7kN.

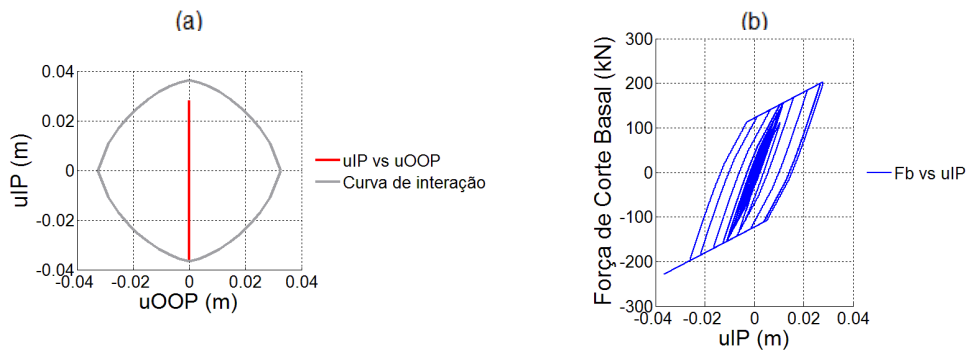


Figura 3.57: Relação deslocamento no plano (uIP) - deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede – Modelo E. (NORTHR\TAR090)

A Figura 3.58 mostra a relação tensão-extensão de uma secção de fibras da parede, do Modelo E. A tensão máxima, em módulo, foi 2889kPa, correspondente a uma extensão também em módulo de 0,109.

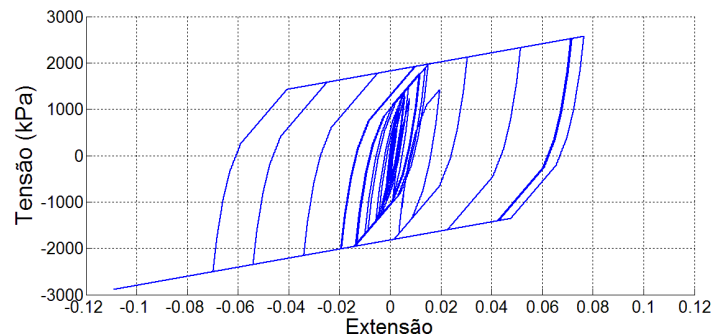


Figura 3.58: Tensão-extensão da secção de fibras da parede – Modelo E. (NORTHR\TAR090)

3.5.4. Conclusões

Neste capítulo foi apresentado o modelo analítico das paredes de alvenaria de enchimento, com as propriedades físicas determinadas segundo o FEMA 356 [22] e calibrado por *Hashemi e Mosalam* (2007), e foi apresentado o modelo computacional das paredes de enchimento, desenvolvido por *Kadysiewski e Mosalam* (2009), designado de modelo de fibras.

O modelo das paredes de alvenaria de enchimento foi exemplificado no pórtico bidimensional, através do Modelo E, e foi comparado com o Modelo D através da realização de uma análise modal, uma análise pushover e duas análises dinâmicas não-lineares. Ambos os modelos do pórtico foram modelados com zonas de painel, de acordo com *Gupta e Krawinkler* (1999) e com elementos de plasticidade concentrada caracterizados pelo comportamento de material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos e Krawinkler* [41][42], diferindo apenas no facto de se ter introduzido o modelo da parede de enchimento no Modelo E.

Através dos resultados da análise modal verificou-se que a consideração da parede de alvenaria de enchimento tem influência significativa nos resultados obtidos, tendo-se verificado que aumenta a rigidez de translação horizontal do piso superior do pórtico, onde a parede está inserida, e consequentemente diminui o período do modo de vibração correspondente a esse movimento. Através dos resultados verificou-se, também, que a introdução do modelo da parede, numa estrutura simples constituída apenas por um pórtico, introduz uma assimetria na rigidez da estrutura acabando por influenciar significativamente o seu modo de vibração vertical.

Na análise *pushover* verificou-se que a consideração da parede de alvenaria de enchimento aumenta a rigidez e resistência da estrutura a deslocamentos horizontais.

Nas análises dinâmicas não-lineares constatou-se que a consideração da parede de alvenaria de enchimento, no modelo da estrutura, tem influência nas acelerações, sendo que, em geral, as acelerações máximas e mínimas são superiores ao modelo da estrutura sem parede, verificando-se um pico de aceleração nos instantes após a rotura da parede. A nível de deslocamentos do topo do pórtico, onde a parede de enchimento está inserida, verificou-se que, em geral, são menores que o modelo sem parede, até ao momento em que ocorre a rotura da parede de enchimento. Relativamente à deformação dos elementos estruturais, verificou-se que, uma vez que os deslocamentos horizontais do topo do pórtico são menores, até à rotura da parede, a amplitude de deformação e o número de ciclos de deformação dos elementos estruturais são menores relativamente ao mesmo modelo da estrutura mas sem parede de enchimento.

3.6. Comparação Global de Resultados

Neste capítulo são comparados os resultados de todos os modelos utilizados nos exemplos, nomeadamente os modelos: Modelo A - pórtico elástico, Modelo B - pórtico com plasticidade distribuída e comportamento de material bilinear, Modelo C - pórtico com plasticidade concentrada e comportamento de material bilinear com deterioração cíclica, Modelo D - pórtico com plasticidade concentrada e comportamento de material bilinear com deterioração cíclica, e zonas de painel e o Modelo E – pórtico com plasticidade concentrada e comportamento de material bilinear com deterioração cíclica, zonas de

painel e parede de alvenaria de enchimento; considerando apenas os resultados das análises realizadas com transformação geométrica P-Delta.

3.6.1. Análise Modal

Na Tabela 3.37 são indicados os períodos dos principais modos de vibração dos modelos, nomeadamente, o primeiro e segundo modos dos modelos: A, B, C, D e E.

O primeiro modo de vibração, dos modelos, é caracterizado fundamentalmente pelo deslocamento horizontal do topo do pórtico, Tabela 3.38, enquanto o segundo modo de vibração é caracterizado principalmente pelo deslocamento vertical do topo do pórtico, Tabela 3.39.

Tabela 3.37: Períodos dos principais modos de vibração dos modelos.

| Modelo | A | B | C | D | E |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| T1 (s) | 0,444 | 0,449 | 0,444 | 0,446 | 0,205 |
| T2 (s) | 0,032 | 0,031 | 0,032 | 0,031 | 0,032 |

Considerando os diferentes modelos sem parede de enchimento (A, B, C e D) constatou-se que estes têm períodos semelhantes, apresentado apenas diferenças não significativas o Modelo B, devido à definição da secção de fibras dos elementos estruturas alterando ligeiramente a rigidez desses elementos, e o Modelo D, devido às zonas de painel que alteram a rigidez da estrutura. O primeiro período do Modelo E é menor que os restantes modelos devido à consideração da parede de alvenaria de enchimento, pois esta aumenta a rigidez global da estrutura a deslocamentos horizontais do topo do pórtico.

Relativamente ao segundo período, todos os modelos obtiveram, aproximadamente, o mesmo valor, verificando-se, também, uma diferença não significativa no Modelo B, devido à secção de fibras e consequente diferença na rigidez dos elementos estruturais, e no Modelo D devido ao aumento da rigidez axial dos pilares causado pela introdução das zonas de painel no modelo da estrutura.

Os resultados dos vetores próprios do primeiro e segundo modos de vibração da estrutura, considerando os deslocamentos modais do nó da extremidade direita da viga, “a”, para todos os modelos, e da extremidade esquerda, “b”, apenas para o Modelo E, são apresentados na Tabela 3.38 e Tabela 3.39, respetivamente.

Analisando os resultados do primeiro modo de vibração, constatou-se, que os diferentes modelos têm resultados semelhantes. Apesar disso, existe uma diferença nos valores dos modelos D e E relativamente aos restantes, devido às zonas de painel no Modelo D e às zonas de painel e parede de enchimento no modelo E, para além disso, os nós considerados nesses dois modelos estão a uma altura superior comparativamente aos nós considerados nos restantes modelos, devido à modelação das zonas de painel. No Modelo E também se pode verificar uma certa assimetria de deslocamentos dos nós, causada pelo elemento diagonal que simula a parede de enchimento.

Tabela 3.38: Vetores próprios do 1º modo de vibração dos modelos.

| Modelo | A | B | C | D | E | |
|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Nó | a | a | a | a | a | b |
| x (m) | 0,220 | 0,220 | 0,220 | 0,226 | 0,222 | 0,225 |
| y (m) | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | -0,006 |
| θ (rad) | -0,059 | -0,060 | -0,059 | -0,065 | -0,062 | -0,079 |

Relativamente ao segundo modo de vibração verificou-se que os modelos tiveram deslocamentos modais iguais, exceto o Modelo E, pois tem mais massa que os restantes modelos, devido à consideração da parede de enchimento, apresentando também uma assimetria de deslocamentos modais causada pelo elemento diagonal que representa a parede e pela massa da parede.

Tabela 3.39: Vetores próprios correspondentes ao modo de vibração vertical dos modelos.

| Modelo | A | B | C | D | E | |
|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Nó | a | a | a | a | a | b |
| x (m) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,000 | -0,004 |
| y (m) | -0,220 | -0,220 | -0,220 | -0,220 | -0,011 | -0,302 |
| θ (rad) | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,028 | -0,001 |

3.6.2. Análise Pushover

Nesta secção são comparados os resultados obtidos na análise *pushover* dos modelos com comportamento de material não-linear, nomeadamente, os modelos B, C, D e E. As curvas de capacidade desses modelos são apresentadas na Figura 3.59 e os valores máximos e mínimos são apresentados na Tabela 3.40.

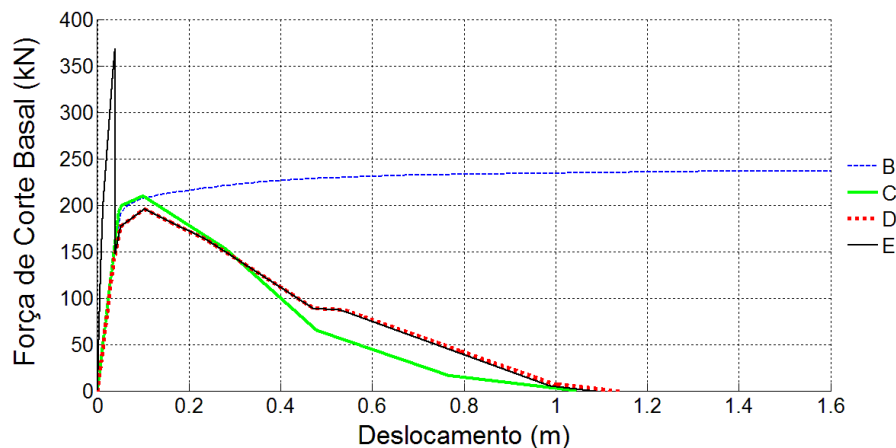


Figura 3.59: Curvas de capacidade dos modelos com comportamento de material não-linear.

Tabela 3.40: Força de corte basal máxima e deslocamento máximo dos modelos com comportamento de material não-linear.

| Modelo | | B | C | D | E |
|------------|-----------------------|-----------|-------------|-------------|-----------|
| Com parede | F_b máxima (kN) | - | - | - | 368,4 |
| | u (F_b máxima) (m) | - | - | - | 0,038 |
| | Drift entre pisos(%) | - | - | - | 1,09 |
| Sem parede | F_b máxima (kN) | 236,7 (-) | 210,0 (7,4) | 195,7 (0,1) | 195,6 (-) |
| | u (F_b máxima) (m) | 1,600 (-) | 0,101 (1,9) | 0,102 (1,0) | 0,103 (-) |
| | Drift entre pisos(%) | 45,71 (-) | 2,89 (1,7) | 2,91 (1,0) | 2,94 (-) |
| | u (F_b máxima) (m) | 1,600 (-) | 1,045 (2,9) | 1,132 (5,2) | 1,076 (-) |
| | Drift entre pisos(%) | 45,71 (-) | 29,86 (2,9) | 32,34 (5,2) | 30,74 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores dos modelos C e D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

Através dos resultados pode observar-se que o Modelo B tem um comportamento elasto-plástico de resistência ilimitada que é afetado apenas pelos efeitos P-Delta, não contemplando o fenómeno de softening, resistência residual e resistência última nem fenómenos de deterioração, considerados nos restantes modelos. Assim, pode concluir-se

que a capacidade resistente do Modelo B é demasiado elevada, principalmente para deslocamentos elevados. Para deslocamentos menores ou iguais a 0,101m, correspondente a um *drift* entre pisos de 2,89%, o resultado do Modelo B é semelhante ao Modelo C, com uma força de corte basal de aproximadamente 207,6kN, menor que 210,0kN do Modelo C, mas ainda assim maior que nos restantes modelos.

O Modelo D tem uma capacidade resistente menor que o Modelo C, porque apesar de em ambos os modelos ocorrer a plastificação na base dos pilares e extremidades da viga, no Modelo D ocorre a plastificação das zonas de painel. Na fase de *softening* pode verificar-se que o Modelo D apresenta uma resistência maior que o Modelo C, porque no Modelo D as deformações são distribuídas pelos pilares, viga e zonas de painel.

Observando a curva de capacidade do Modelo E pode verificar-se que a parede de alvenaria de enchimento aumenta a rigidez global da estrutura ao deslocamento horizontal do topo do pórtico, e aumenta a capacidade resistente da estrutura até ocorrer a rotura da parede, correspondente a um *drift* entre pisos de 1,09%. Nessa curva também se pode verificar a variação de rigidez devido à cedência das fibras do modelo da parede, em conjunto com a cedência dos elementos da estrutura, nomeadamente as zonas de painel. Após a rotura da parede a capacidade resistente do Modelo E é semelhante ao Modelo D, pois são constituídos pelos mesmos elementos.

Comparando os valores máximos da curva de capacidade dos modelos C, D e E, após a rotura da parede no Modelo E, constatou-se que os valores obtidos são semelhantes, apesar disso, apresentaram uma diferença relativa ao Modelo E considerável, nomeadamente, de 7,4% na força de corte basal máxima no Modelo C, e 5,2% no deslocamento máximo e drift entre pisos máximo no Modelo D.

Através dos valores da Tabela 3.40 verificou-se que, em geral, a resistência máxima da estrutura é atingida para um *drift* entre pisos menor que 3%.

3.6.3. Análise Dinâmica Não-Linear (Sismo de *Kobe*, 1995, KOBE/TAZ090)

Os resultados da aceleração ao longo do tempo, do topo do pórtico, dos modelos com comportamento de material não-linear, são apresentados na Figura 3.60, e as acelerações máximas e mínimas são apresentadas na Tabela 3.41.

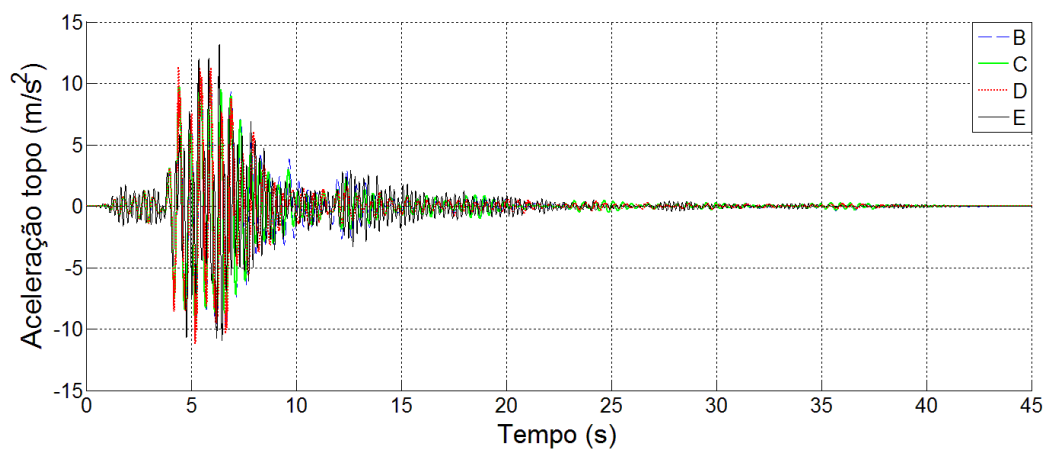


Figura 3.60: Aceleração do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (KOBE/TAZ090)

Tabela 3.41: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (KOBE/TAZ090)

| Modelo | | B | C | D | E |
|-----------------------------------|--------|---------------|---------------|---------------|-------------|
| Aceleração (m/s ²) | Máxima | 10,429 (21,5) | 10,393 (21,7) | 11,459 (13,7) | 13,279 (-) |
| | Mínima | -9,819 (11,1) | -9,389 (15,0) | -11,145 (1,0) | -11,040 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores dos modelos B, C e D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

Os resultados mostram que os modelos B e C têm resultados semelhantes, apesar de terem comportamentos de material distintos, em que o Modelo C considera fenómenos de deterioração da rigidez e resistência, softening e considera uma resistência residual e resistência última e o Modelo B não. No caso do Modelo C obtêm-se acelerações, em módulo, menores.

Verificou-se que o Modelo D teve acelerações maiores que os modelos B e C, o que indica, que a consideração na modelação, das zonas de painel, leva a resultados das acelerações do topo do pórtico maiores.

O Modelo E registou a aceleração máxima do topo do pórtico superior à dos restantes modelos, e uma aceleração mínima apenas menor que a do modelo D. Estes resultados, podem indicar, que, em geral, a consideração da parede de enchimento na modelação, faz com que a estrutura registre acelerações maiores.

Os deslocamentos ao longo do tempo, do topo do pórtico, nos modelos com comportamento de material não-linear, são apresentados na Figura 3.61, e os seus deslocamentos máximos, mínimos e finais são apresentados na Tabela 3.42.

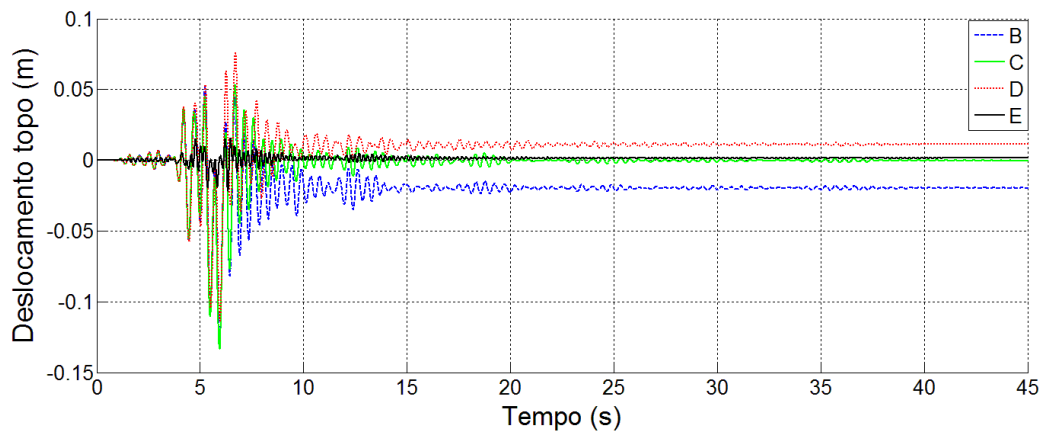


Figura 3.61: Deslocamento do topo do pórtico, nos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (KOBE/TAZ090)

Tabela 3.42: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico nos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (KOBE/TAZ090)

| Modelo | | B | C | D | E |
|---------------------|--------|-----------------|----------------|----------------|------------|
| Deslocamento (m) | Máxima | 0,052 (225,0) | 0,053 (231,3) | 0,076 (375,0) | 0,016 (-) |
| | Mínima | -0,130 (490,9) | -0,134 (509,1) | -0,114 (418,2) | -0,022 (-) |
| | Final | -0,020 (1100,0) | 0,000 (100,0) | 0,011 (450,0) | 0,002 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores dos modelos B, C e D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

A partir dos resultados dos deslocamentos do topo do pórtico, dos vários modelos, constatou-se que a consideração do modelo de material bilinear com deterioração cíclica e a consideração das zonas de painel, na modelação, influencia consideravelmente os deslocamentos, principalmente o deslocamento final do topo do pórtico.

Relativamente à consideração da parede de enchimento na modelação, pode concluir-se, que, se não ocorrer rotura da parede, os deslocamentos do topo do pórtico são menores.

A diferença entre o desempenho sísmico dos modelos também pode ser verificada através das figuras da relação esforço-deformação dos elementos pilares, vigas e zonas de painel, apresentadas no capítulo de cada modelo. Analisando essas figuras, verificou-se que a plastificação ocorre na base dos pilares e extremidades da viga no Modelo C (sem zonas de painel), enquanto, no Modelo D (com zonas de painel), a plastificação ocorre na base dos pilares e nas zonas de painel, constatando-se, também, que a amplitude de deformações e o número de ciclos de deformação da base dos pilares, do modelo com zonas de painel (Modelo D), são menores que no modelo sem zonas de painel (Modelo C), o que evidencia a influência das zonas de painel no comportamento da estrutura.

No Modelo E, uma vez que não ocorre rotura da parede, a deformação dos pilares, da viga e das zonas de painel é elástica e, por isso, inferior à ocorrida nos restantes modelos.

A diferença dos resultados máximos e mínimos dos modelos B, C e D relativamente ao Modelo E foi muito elevada.

3.6.4. Análise Dinâmica Não-Linear (Sismo de *Northridge*, 1994, NORTH\TAR090)

De forma a comparar os resultados do Modelo E, obtidos a partir do sismo de *Northridge*, 1994, que levou a parede à rotura, sujeitou-se os modelos B, C e D ao acelerograma NORTH\TAR090, desse sismo.

Os resultados das acelerações são apresentados na Figura 3.62 e Tabela 3.43.

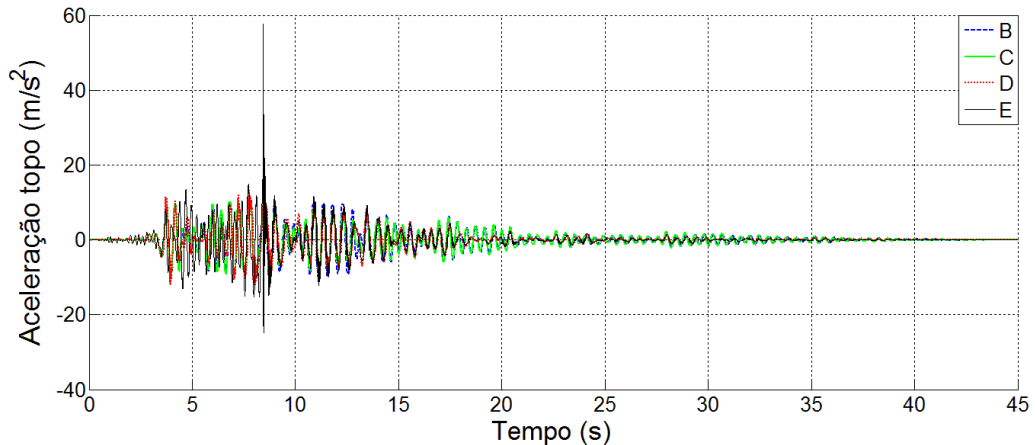


Figura 3.62: Aceleração do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (NORTH\TAR090)

Tabela 3.43: Acelerações máximas e mínimas do topo do pórtico nos modelos com comportamento de material não-linear. (NORTH\TAR090)

| Modelo | | B | C | D | E |
|--------------------------------|--------|----------------|---------------|----------------|-------------|
| Aceleração (m/s ²) | Máxima | 10,405 (82,0) | 10,185 (82,3) | 13,262 (77,0) | 57,671 (-) |
| | Mínima | -10,369 (56,3) | -9,901 (58,3) | -12,174 (48,7) | -23,733 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores dos modelos B, C e D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

Através dos resultados constatou-se que a consideração do comportamento de material bilinear com deterioração cíclica, no Modelo C, leva a acelerações do topo do pórtico menores comparativamente ao Modelo B, com comportamento bilinear de resistência ilimitada. Comparando os modelos D e C pode verificar-se a influência das zonas de painel nas acelerações do topo do pórtico, sendo maiores, em módulo, no modelo com zonas de painel, Modelo D, comparativamente ao modelo sem zonas de painel, Modelo C.

O Modelo E registou as acelerações do topo do pórtico, em módulo, maiores, nos instantes após a rotura da parede ($t = 8,441s$), comparativamente aos restantes modelos. Depois da rotura da parede a aceleração do topo do pórtico, ao longo do tempo, do Modelo E é semelhante à do Modelo D.

Os deslocamentos do topo do pórtico são apresentados na Figura 3.63 e Tabela 3.44.

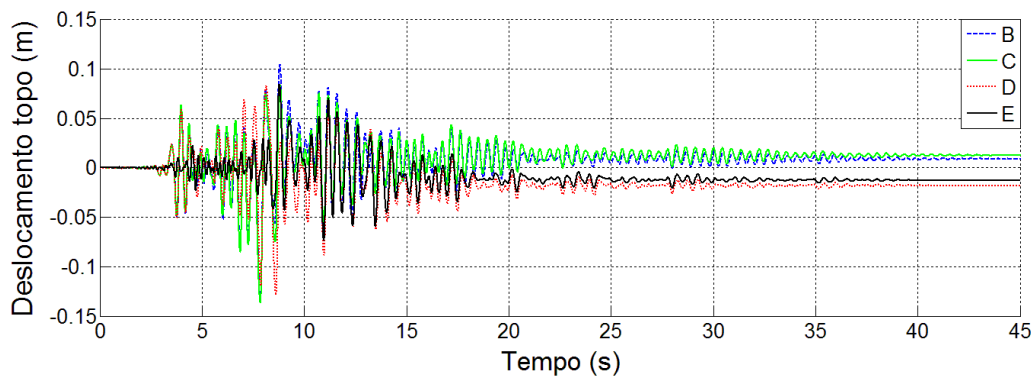


Figura 3.63: Deslocamento do topo do pórtico dos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (NORTH\TAR090)

Tabela 3.44: Deslocamentos máximos, mínimos e finais do topo do pórtico dos modelos com comportamento de materiais não-lineares. (NORTH\TAR090)

| Modelo | | B | C | D | E |
|------------------|--------|---------------|---------------|---------------|------------|
| Deslocamento (m) | Máxima | 0,105 (18,0) | 0,084 (5,6) | 0,083 (6,7) | 0,089 (-) |
| | Mínima | -0,134 (88,7) | -0,136 (91,5) | -0,129 (81,7) | -0,071 (-) |
| | Final | 0,009 (175,0) | 0,013 (208,3) | -0,018 (50,0) | -0,012 (-) |

As percentagens da diferença relativa em módulo dos valores dos modelos B, C e D relativamente ao Modelo E são apresentadas entre parêntesis.

Através dos resultados dos deslocamentos do topo do pórtico, dos vários modelos, constatou-se que a consideração do modelo de material bilinear com deterioração cíclica, das zonas de painel, e da parede de alvenaria de enchimento, na modelação, influencia consideravelmente os deslocamentos.

Através da Figura 3.63 constatou-se que o Modelo E regista deslocamentos menores, relativamente aos restantes modelos, até ocorrer a rotura da parede. Ao fim de alguns instantes após a rotura da parede os deslocamentos do Modelo E são semelhantes aos do Modelo D, mas com uma deformação residual menor.

A variação dos deslocamentos finais ou residuais nos modelos considerados é significativa, verificando-se que os modelos com zonas de painel (D e E) têm deslocamentos finais com sinal oposto aos modelos sem zonas de painel (B e C).

Na página seguinte são apresentadas as figuras com a relação esforço-deformação dos elementos de plasticidade concentrada de cada modelo (modelos C, D e E), onde ocorreu plastificação.

Através dessas figuras e comparando os modelos C e D constatou-se que a amplitude e o número de ciclos de deformação na base dos pilares é menor devido à plastificação das zonas de painel.

Comparando o Modelo E com os restantes modelos, verificou-se, que os modelos de plasticidade concentrada, dos pilares e zonas de painel, têm amplitudes de deformação menores, assim como menos ciclos de deformação, devido à parede de alvenaria de enchimento.

A diferença dos resultados máximos e mínimos dos modelos B, C e D relativamente ao Modelo E foi elevada.

Nos gráficos dos modelos de plasticidade concentrada, dos pilares e viga, pode observar-se a degradação da resistência, não sendo perceptível a degradação da rigidez desses elementos. Relativamente às zonas de painel é possível verificar a degradação da rigidez nos ciclos de deformação, exceto na fase de descarga.

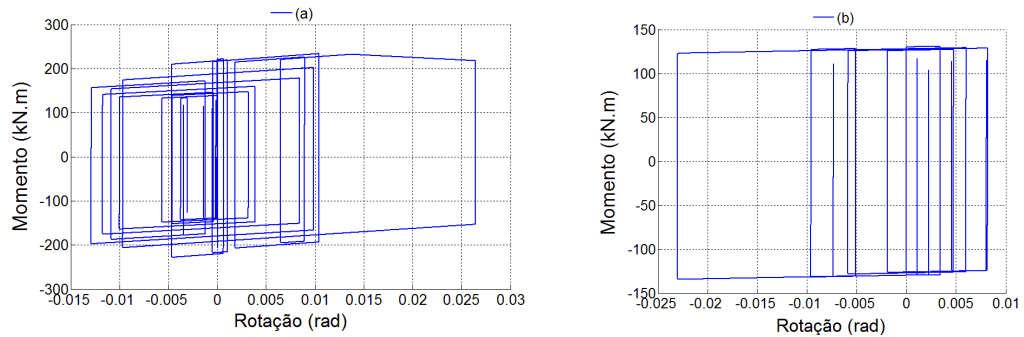


Figura 3.64: Modelo C: (a) Deformação da base dos pilares; (b) Deformação da extremidade da viga. (NORTH\TAR090)

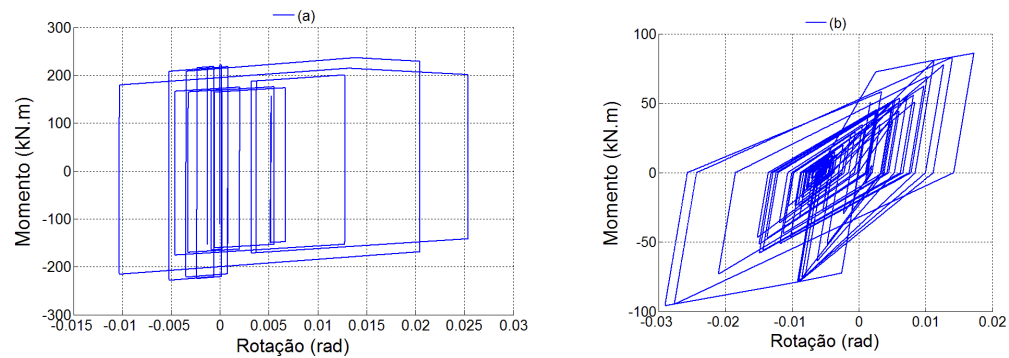


Figura 3.65: Modelo D: (a) Deformação da base dos pilares; (b) Deformação das zonas de painel. (NORTH\TAR090)

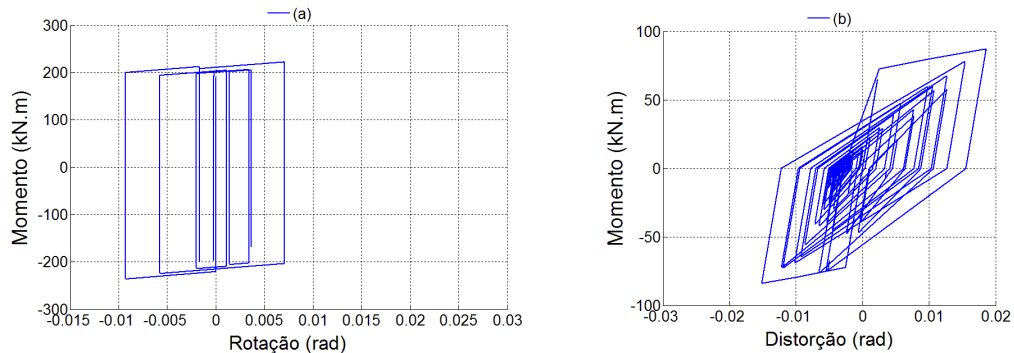


Figura 3.66: Modelo E: (a) Deformação da base dos pilares; (b) Deformação da zona de painel esquerda. (NORTH\TAR090)

3.7. Conclusões

No capítulo três foram apresentados vários princípios de modelação de estruturas metálicas, nomeadamente, vários tipos de elementos finitos, vários modelos de comportamento de materiais, como o modelo bilinear com deterioração cíclica de *Lignos e Krawinkler* [41][42], o comportamento das zonas de ligação entre os pilares e vigas (zonas de painel), desenvolvido por *Gupta e Krawinkler (1999)*, o modelo de paredes de alvenaria de enchimento desenvolvido por *Hashemi e Mosalam (2007)* e *Kadysiewski e Mosalam (2009)*, assim como a consideração de diferentes transformações geométricas nas análises. Estes princípios de modelação foram exemplificados através de várias análises, nomeadamente, análise modal, análise *pushover* e análise dinâmica não-linear.

Através dos resultados obtidos a partir das análises modais, verificou-se que a consideração das transformações geométricas Linear, P-Delta e Co-rotacional fornecem resultados semelhantes, o que permite concluir que os efeitos de segunda ordem não influenciam os resultados das análises modais da estrutura considerada nos exemplos, pois a massa e consequentemente a carga vertical são baixas.

Nas análises sísmicas não-lineares, verificou-se que as análises com TG Linear têm resultados diferentes das análises com TG P-Delta e Co-rotacional, sendo os resultados destas duas últimas semelhantes. Para além disso, verificou-se, também, que as análises *pushover* com TG P-Delta determinam uma capacidade resistente das estruturas menores comparativamente às análises com TG Co-rotacional.

Nas análises do pórtico modelado com elementos de plasticidade concentrada e com o comportamento de material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos e Krawinkler* [41][42], verificou-se que os resultados considerando TGs P-Delta e Co-rotacional são iguais, logo a consideração das rotações e deformações, na determinação dos efeitos de segunda ordem, não têm influência nos resultados, pois basta considerar os efeitos P-Delta.

Relativamente aos modelos de comportamento de materiais e modelos de elementos finitos, testados, verificou-se que todos eles dão resultados semelhantes na análise modal.

O modelo de comportamento de material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos e Krawinkler* [41][42], utilizado nas análises não-lineares, uma vez que considera para além do domínio elástico e plástico de deformação, o fenómeno de *softening*, resistência residual, rotação última e tem em conta os fenómenos de deterioração da resistência e rigidez, permite modelar as estruturas com um limite na capacidade resistente devido ao comportamento do material.

Constatou-se que a consideração, na modelação, das zonas de painel, altera o comportamento das estruturas sujeitas a sismos, pois a deformação da estrutura passa a ser diferente.

A consideração das paredes de alvenaria de enchimento, na modelação, aumenta a rigidez global da estrutura a deslocamentos horizontais, e pode aumentar, também, a resistência da estrutura. Nas análises dinâmicas não-lineares verificou-se que devido à parede de enchimento, em geral, as acelerações são maiores, principalmente nos instantes após a rotura da parede, e os deslocamentos são menores, levando a menores deformações da estrutura, principalmente se não ocorrer a rotura da parede.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

4.1. Introdução e Objetivos

O comportamento de uma estrutura de teste com um piso, Figura 4.1 (b), em betão armado e com uma parede de alvenaria de enchimento, representativa de uma estrutura protótipo de cinco pisos, Figura 4.1 (a), foi estudada por *Hashemi e Mosalam* (2007), através de vários ensaios em mesa sísmica.

A estrutura de teste foi estudada experimentalmente e modelada computacionalmente por *Hashemi e Mosalam* (2007), considerando um modelo computacional da parede de alvenaria de enchimento mais simples. Assim, o objetivo deste capítulo consistiu na validação do modelo de fibras de uma parede de alvenaria de enchimento, idealizado por *Kadysiewski e Mosalam* (2009), (apresentado neste trabalho no Capítulo 3.5.2.2), através da comparação dos resultados computacionais, do modelo da estrutura de teste considerando a parede modelada pelo modelo de fibras de *Kadysiewski e Mosalam* (2009), com os resultados experimentais de *Hashemi e Mosalam* (2007).

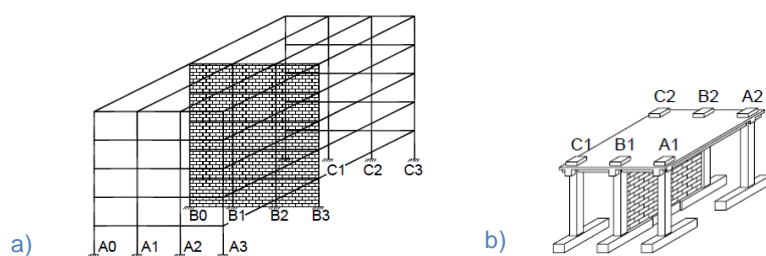


Figura 4.1: a) Estrutura protótipo. b) Estrutura de teste. (fonte [28])

A validação do modelo de fibras consistiu na comparação dos resultados da relação força de corte basal - deslocamento do topo da estrutura de teste, assim como a verificação da rotura da parede de enchimento.

A modelação da estrutura de teste com parede de alvenaria de enchimento e as análises pushover e dinâmicas não-lineares foram realizadas no *OpenSees* versão 2.4.0.

4.2. Modelo Computacional – Estrutura de Teste

O modelo computacional foi definido com base nos desenhos de dimensionamento da estrutura de teste, apresentados no Capítulo 3.1 de *Hashemi e Mosalam (2007)*. É importante referir que devido ao limite de tamanho da mesa sísmica, a estrutura de teste foi reduzida para uma escala geométrica de 3/4 (75%), e os pilares foram pré-esforçados de forma a simular os pisos superiores da estrutura protótipo.

A estrutura foi modelada no *OpenSees* por elementos finitos de plasticidade distribuída, definidos por secções de fibras, com o modelo de comportamento de material sem resistência à tração, de *Kent, Scott e Park*, referido em [61], e pelo comportamento de material bilinear, usados para definir o comportamento do betão e do aço, respetivamente.

Na modelação das vigas foi tida em conta a contribuição da laje na rigidez de acordo com o Eurocódigo 2 [34], e a laje foi considerada com um comportamento de diafragma rígido.

As propriedades mecânicas do betão foram determinadas experimentalmente por *Hashemi e Mosalam (2007)* e são apresentadas na Tabela 4.1 e as propriedades dos varões de aço (longitudinais) na Tabela 4.2. Devido à impossibilidade de modelação das armaduras transversais, os pilares foram modelados, no seu interior, considerando a resistência do betão confinado, de acordo com *Mander et al. (1988b)*.

Tabela 4.1: Propriedades do betão [28].

| Propriedades | Vigas | Pilar (zona não confinada) | Pilar (zona confinada) |
|---------------------|--------|-------------------------------|---------------------------|
| σ_{cm} (MPa) | -38,3 | -37,2 | -45,0 |
| ϵ_{c1} | -0,002 | -0,002 | -0,004 |
| σ_u (MPa) | 0,0 | 0,0 | -6,9 |
| ϵ_{cu1} | -0,006 | -0,006 | -0,020 |

Tabela 4.2: Propriedades dos varões de aço [28].

| | |
|------------------|---------|
| E (GPa) | 200 |
| σ_y (MPa) | 458 |
| ϵ_y | 0,00229 |
| C_b | 0,01 |

O comportamento da ligação sapata-pilar foi determinado segundo o FEMA 356 [22], e foi modelado através de um elemento de plasticidade concentrada, com um comportamento trilinear *peak-oriented* definido por uma relação momento-rotação, com os parâmetros definidos na Tabela 4.3, e considerando os fatores de *pinching* da força e deformação com valores unitários para a definição da rigidez de recarga.

Tabela 4.3: Parâmetros da ligação sapata-pilar [28].

| | |
|---------------------|-------|
| M_{cr} (kN.m) | 29,9 |
| θ_{cr} (rad) | 0,002 |
| M_y (kN.m) | 130 |
| θ_y (rad) | 0,015 |
| M_p (kN.m) | 158 |
| θ_p (rad) | 0,030 |

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

onde M_{cr} é o momento de fendilhação; θ_{cr} é a rotação de fendilhação; M_y é o momento de cedência; θ_y é a rotação de cedência; M_p é o momento de plastificação; θ_p é rotação de plastificação.

Segundo Hashemi e Mosalam (2007), o comportamento da ligação sapata-pilar não refletiu os resultados experimentais obtidos, assim, a calibração desses elementos também foi um dos objetos de estudo deste capítulo, sendo analisado mais à frente.

A parede de alvenaria de enchimento foi considerada com as propriedades definidas por Kadysiewski e Mosalam (2009), e são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Propriedades da parede de alvenaria de enchimento.

| E_{iw} (MPa) | γ_{iw} (kN/m ³) | σ'_{iw} (MPa) | τ_{te} (MPa) |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------------|----------------------|
| 12203 | 18,857 | 16,96 | 0,621 |

A parede foi modelada pelo modelo de fibras (Kadysiewski e Mosalam (2009), apresentado no Capítulo 3.5.2.2), com comportamento de material bilinear, e os seus parâmetros foram calculados de acordo com o Anexo C, sendo os resultados apresentados no Anexo E.

Relativamente ao peso da estrutura de teste, foi considerado um peso volúmico do betão armado de 25kN/m³. Adicionalmente aplicaram-se as seguintes forças: uma sobrecarga total de 320kN, distribuída uniformemente sobre as lajes; cargas de pré-esforço de 145kN nos pilares exteriores (alinhamentos A e C) e 290kN nos pilares interiores (alinhamento B).

A distribuição de cargas nas lajes foi considerada na direção perpendicular aos alinhamentos A, B e C (direção transversal à parede, Figura 4.1 (b)), visto que, pelo método das bandas, as lajes têm flexão cilíndrica: 4,11 [m] > 2 x 1,83 [m]. Assim, considerando também a pequena consola exterior à volta das lajes da estrutura de teste, determinou-se que cada viga longitudinal suportava, aproximadamente, 50% do carregamento de cada laje.

Os efeitos de segunda ordem foram considerados através do modelo P-delta.

O modelo computacional da estrutura de teste é apresentado na Figura 4.2,.

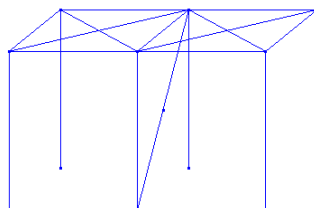


Figura 4.2: Modelo computacional da estrutura de teste.

4.3. Análise Dinâmica Não-Linear

A análise dinâmica não-linear foi realizada com recurso a duas ondas sísmicas diferentes, aplicadas separadamente e sequencialmente com intensidades crescentes, até ocorrer a rotura da parede. Esta análise correspondeu à primeira fase experimental de Hashemi e Mosalam (2007).

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

Os acelerogramas utilizados são especificados na Tabela 4.5 e apresentados na Figura 4.3 e Figura 4.4.

Tabela 4.5: Especificações dos acelerogramas.

| Sismo | Estação | Registo | Direção | PGA (g) |
|------------------------------|---------|---------------|---------|---------|
| Northridge, California, 1994 | Tarzana | NORTHR\TAR090 | 090 | 1,78 |
| Düzce, Turkey, 1999 | Lamont | DUZCE\375-N | N | 0,97 |

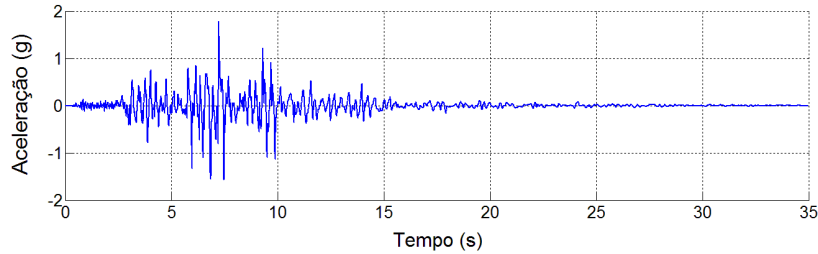


Figura 4.3: Acelerograma NORTH\TAR090. [57]

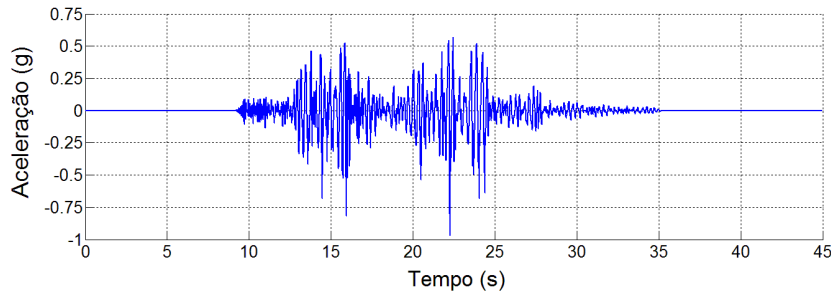


Figura 4.4: Acelerograma DUZCE\375-N. [57]

Na realização da análise, é necessário ter em conta que a estrutura de teste é um modelo reduzido à escala geométrica de $\lambda_L = 3/4$. Assim, considerando a escala da gravidade (λ_g), e, conseqüentemente, das acelerações (λ_a), unitária, podemos calcular a escala do tempo da seguinte forma:

$$\lambda_L = \frac{3}{4} \quad ; \quad \lambda_g = \lambda_a = 1$$

$$\lambda_a = \frac{\lambda_L}{\lambda_t^2} \Leftrightarrow \lambda_t = \sqrt{\frac{\lambda_L}{\lambda_a}} \Leftrightarrow \lambda_t = \sqrt{\frac{3}{4}}$$

Isto quer dizer que se considerou os acelerogramas com uma escala de tempo reduzida igual a $\sqrt{3/4}$.

É importante referir que os acelerogramas aplicados experimentalmente foram filtrados em certas frequências devido às limitações da mesa sísmica, e, para além disso, a mesa sísmica não reproduz fielmente o sinal de entrada do sismo. Assim, uma vez que só se teve acesso aos registos dos acelerogramas originais, através do *PEER Strong Motion Database* [57], utilizaram-se diretamente esses registos (apresentados atrás) na análise dinâmica não-linear.

A análise dinâmica não-linear foi realizada encadeando os acelerogramas por ordem crescente de nível de intensidade, de acordo com a Tabela 4.6, apenas com uma duração de 23s em escala reduzida (aproximadamente 26,6s na escala real), cada um, correspondendo a 99,8% da energia sísmica (E_{acc}), calculada pela Equação (4.1).

$$E_{acc} = \int |acc(t)|^2 dt \quad (4.1)$$

onde $acc(t)$ é a aceleração do solo.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

Tabela 4.6: Fatores de escala dos acelerogramas

| Nível de intensidade | 2 | 3 | 4 | 6 | 7 |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Northridge (TAR) | 0,171 | 0,230 | 0,393 | 0,590 | - |
| Düzce (DUZ) | - | - | - | - | 1,498 |
| Designação | TAR2 | TAR3 | TAR4 | TAR6 | DUZ7 |

O acelerograma total, utilizado computacionalmente até ocorrer a rotura da parede de enchimento, é apresentado na Figura 4.5, com a sequência TAR2 – TAR3 – TAR4 – TAR6 – DUZ7, (apresentada na Tabela 4.6, anterior).

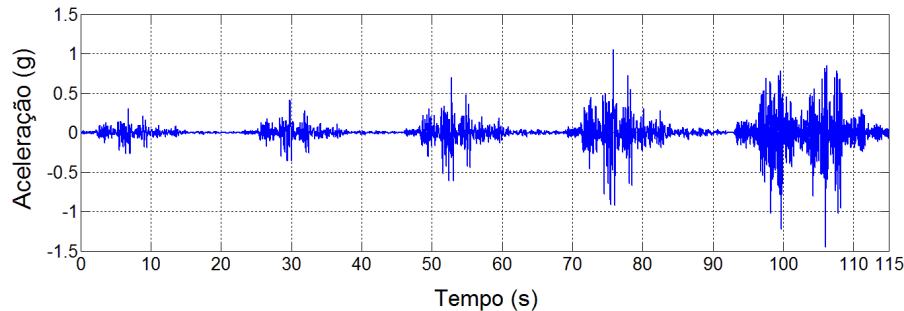


Figura 4.5: Acelerograma correspondente à primeira fase experimental.

As ações sísmicas foram aplicadas na direção longitudinal da parede.

A análise foi realizada através do método de *Newmark* com $\gamma = \frac{1}{2}$ e $\beta = \frac{1}{4}$, com um passo de cálculo constante igual a 0,0025 vezes a escala temporal, e um teste de convergência baseado na energia com uma tolerância de $1,1 \times 10^{-11}$ kN.m. O coeficiente de amortecimento utilizado nas análises foi de 5%, considerando o amortecimento de *Rayleigh* através do segundo e quarto modos de vibração, correspondentes aos modos de translação longitudinal e de translação transversal, respetivamente.

4.4. Resultados

4.4.1. Modelo Computacional Original

Antes de se proceder à análise dinâmica não-linear do modelo computacional descrito anteriormente, foi realizada uma análise *pushover* de forma a comparar o resultado desse modelo com o resultado experimental de *Hashemi e Mosalam (2007)*. O resultado obtido é apresentado na Figura 4.6.

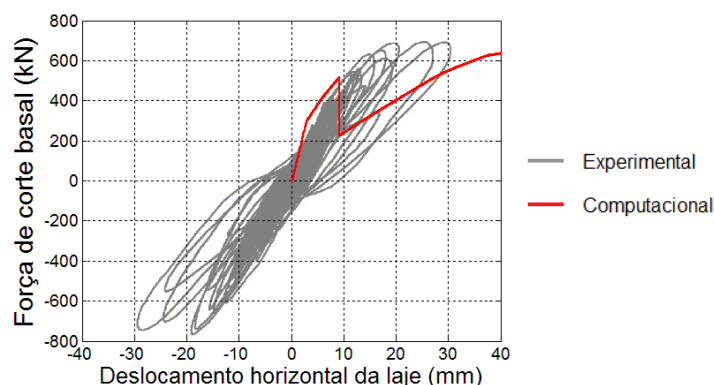


Figura 4.6: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental (análise dinâmica não-linear) vs modelo computacional (análise *pushover*).

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

Observando os resultados da análise *pushover*, pode constatar-se que a rigidez inicial do modelo computacional é bastante elevada, pois o declive da curva *pushover* é maior que o resultado obtido experimentalmente. Verificou-se também, que após a rotura da parede, representada pelo desenvolvimento vertical descendente da curva *pushover*, a rigidez global da estrutura é menor que a registada experimentalmente.

Os resultados da análise dinâmica não-linear, do modelo computacional, também são comparados com os resultados experimentais, representados pela relação força de corte basal *versus* deslocamento horizontal da laje, de Hashemi e Mosalam (2007), e são apresentados na Figura 4.7.

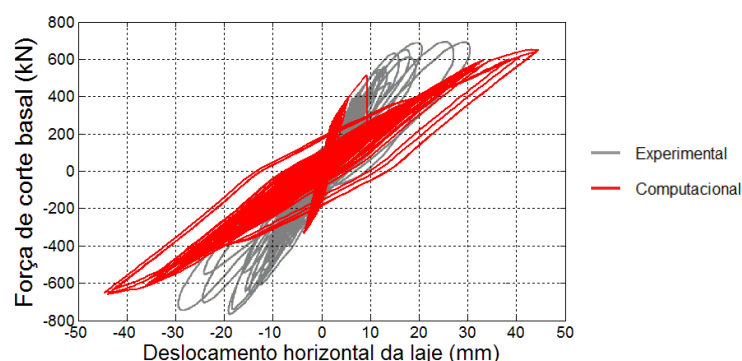


Figura 4.7: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental vs modelo computacional.

Observando a Figura 4.7, constatou-se que a rigidez global do modelo computacional é maior antes da rotura da parede de enchimento e menor após a rotura desta, comparativamente ao resultado experimental. Estes resultados estão de acordo com os resultados da análise *pushover*.

Os valores máximos e mínimos da figura anterior, assim como as percentagens do erro relativo (ϵ_r), são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Comparação dos resultados computacionais com os experimentais.

| | F_b máx (kN) | u (F_b máx) (mm) | F_b (u máx) (kN) | u máx (mm) | F_b mín (kN) | u (F_b mín) (mm) | F_b (u mín) (kN) | u mín (mm) |
|----------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| Experimental | 700,0 | 29,3 | 660,0 | 30,7 | -760,0 | -18,6 | -720,0 | -30,0 |
| Computacional | 651,0 | 44,6 | 651,0 | 44,6 | -659,0 | -44,0 | -651,5 | -44,7 |
| ϵ_r (%) | 7,0 | 52,2 | 1,4 | 45,2 | 13,3 | 136,8 | 9,5 | 49,0 |

F_b - Força de corte basal

u - Deslocamento horizontal da laje

A Tabela 4.7 mostra a diferença dos resultados computacionais relativamente aos experimentais, dos pontos principais da relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, onde se verifica, que a percentagem de erro relativo das forças varia entre 1,4% e 13,3%, e dos deslocamentos varia entre 45,2 e 136,8%, indicando assim, uma diferença considerável entre os resultados experimentais e computacionais, principalmente nos deslocamentos horizontais da laje.

Para além da análise e comparação da resposta sísmica do modelo computacional *versus* estrutura de teste (experimental), são analisadas as ligações sapata-pilar e os pilares, dos alinhamentos A1 e B1 definidos na Figura 4.1 b).

Assim, em seguida, é apresentada a relação momento-rotação das ligações sapata-pilar A1 e B1 na Figura 4.8, onde se pode observar que as deformações dessas ligações foram semelhantes, embora se verifique uma deformação ligeiramente maior na ligação B1, como se pode constatar também pela Tabela 4.8.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

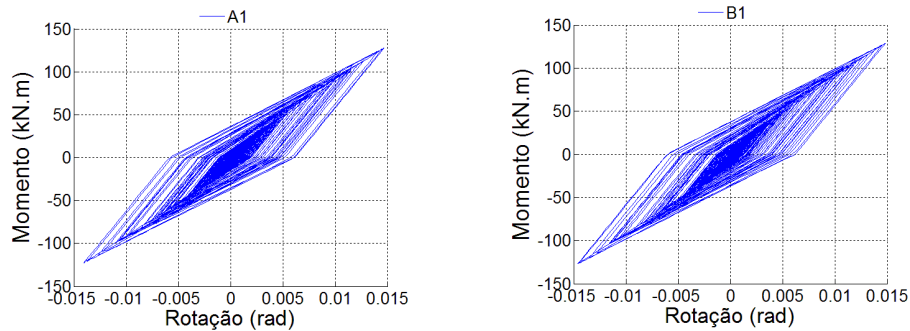


Figura 4.8: Relação momento-rotação das ligações sapata-pilar A1 e B1.

Tabela 4.8: Momentos e rotações, máximas e mínimas, das ligações sapata-pilar A1 e B1.

| | $M_{\text{máx. (kN.m)}}$ | $\theta_{\text{máx. (rad)}}$ | $M_{\text{mín. (kN.m)}}$ | $\theta_{\text{mín. (rad)}}$ |
|-----------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|------------------------------|
| A1 | 127,7 | 0,0147 | -122,6 | -0,0140 |
| B1 | 128,9 | 0,0149 | -126,8 | -0,0146 |

Os resultados da relação momento-curvatura dos pilares A1 e B1 são apresentados na Figura 4.9 e Tabela 4.9. Através dos resultados, constatou-se que o pilar A1 sofre maiores deformações na base. Esta diferença na deformação dos pilares, em conjunto com a diferença de deformação ocorrida nas ligações sapata-pilar A1 e B1, é explicado pelo facto de que a viga do pórtico do alinhamento A é menos rígida que a do pórtico B.

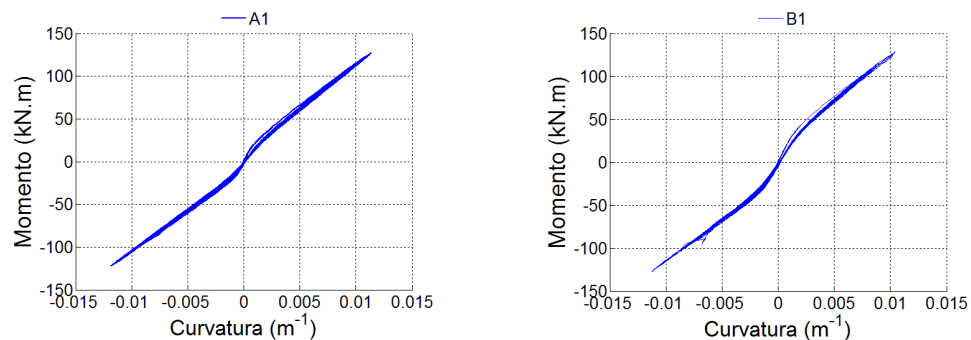


Figura 4.9: Momento-curvatura na base dos pilares A1 e B1.

Tabela 4.9: Momentos e curvaturas, máximas e mínimas, na base dos pilares A1 e B1.

| | $M_{\text{máx. (kN.m)}}$ | $\chi_{\text{máx. (m}^{-1}\text{)}}$ | $M_{\text{mín. (kN.m)}}$ | $\chi_{\text{mín. (m}^{-1}\text{)}}$ |
|-----------|--------------------------|--------------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|
| A1 | 127,3 | 0,0114 | -122,3 | -0,0119 |
| B1 | 128,4 | 0,0104 | -126,9 | -0,0112 |

Na Figura 4.10 são apresentados os resultados da análise sísmica computacional referentes à parede de alvenaria de enchimento.

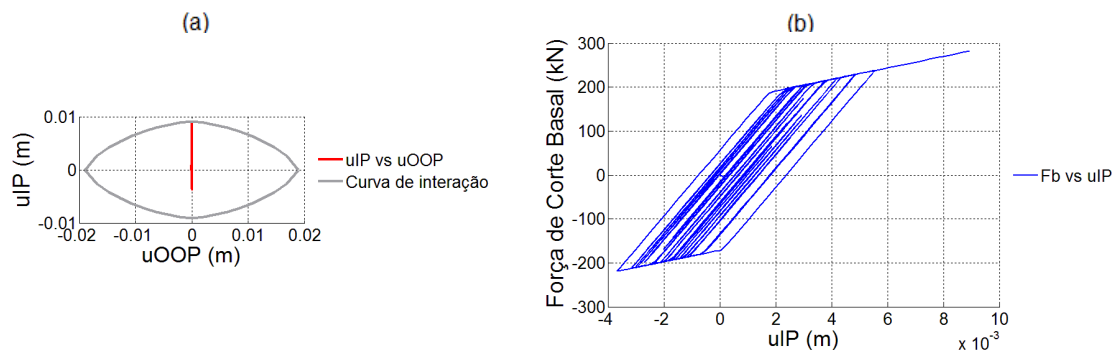


Figura 4.10: (a) Deslocamento no plano (u_{IP}) vs deslocamento fora do plano (u_{OOP}) e curva de interação da parede; (b) Força de corte basal da parede (F_b) vs deslocamento no plano (u_{IP}).

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

Como se pode verificar na Figura 4.10, uma vez que as ações sísmicas foram aplicadas longitudinalmente à parede, esta apresenta apenas deformações no seu plano. Pode observar-se também a curva de interação em termos de deslocamentos (u/P – deslocamento no plano, u/OOP – deslocamento fora do plano), e a ocorrência da rotura da parede para um deslocamento no plano de 0,009m. A força de corte basal máxima da parede foi de 288,7kN, na rotura.

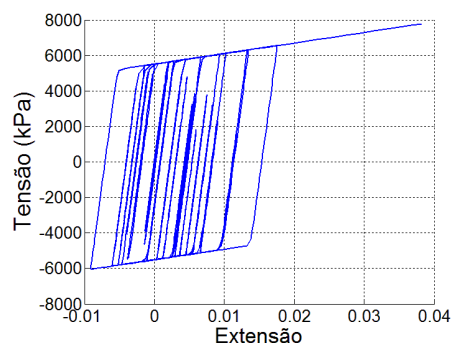


Figura 4.11: Tensão-extensão da secção de fibras da parede.

A Figura 4.11 mostra a variação da tensão *versus* extensão de uma secção de fibras da parede. A partir da figura verifica-se que a rotura da parede acontece para uma tensão de 7779kPa e uma extensão de 0,038.

Na Figura 4.12 é possível observar a variação de rigidez da estrutura devido à rotura da parede, durante a ação sísmica TAR6. A ocorrência da rotura da parede durante essa ação não está de acordo com os resultados da análise experimental de *Hashemi e Mosalam* (2007), pois a rotura da parede ocorreu experimentalmente durante a ação sísmica DUZ7.

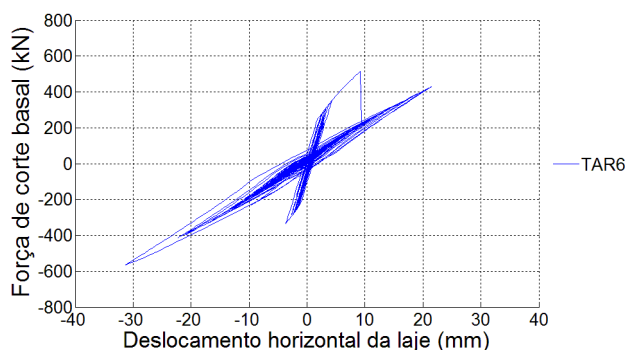


Figura 4.12: Força de corte basal - deslocamento horizontal da laje para a ação sísmica TAR6.

Assim, conclui-se que a rigidez do modelo computacional antes e após a rotura da parede de enchimento, assim como o próprio momento da ocorrência da rotura, não corresponderam aos resultados experimentais.

4.4.2. Modelo Computacional com Ligações Sapata-Pilar Rígidas

De forma a avaliar melhor a influência do comportamento da ligação sapata-pilar no comportamento global da estrutura, analisou-se o modelo computacional considerando essas ligações rígidas.

O resultado obtido na análise *pushover* é apresentado na Figura 4.13.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

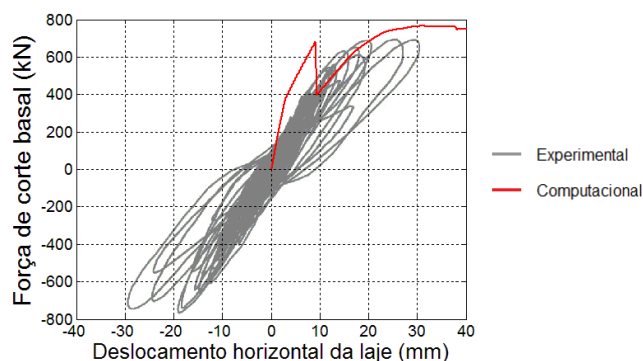


Figura 4.13: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental (análise dinâmica não-linear) vs modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas (análise *pushover*).

Através da Figura 4.13 constatou-se que a rigidez inicial do modelo computacional é bastante elevada devido à parede de alvenaria de enchimento, pois o declive da curva *pushover* é maior que o declive obtido experimentalmente, antes da rotura da parede. Observou-se, também, que após a rotura da parede, representada pelo desenvolvimento vertical descendente da curva *pushover*, a rigidez do modelo computacional é semelhante à rigidez inicial determinada experimentalmente, sendo por isso uma rigidez demasiado elevada.

Os resultados experimentais e da análise dinâmica não-linear do modelo computacional são apresentados na Figura 4.14.

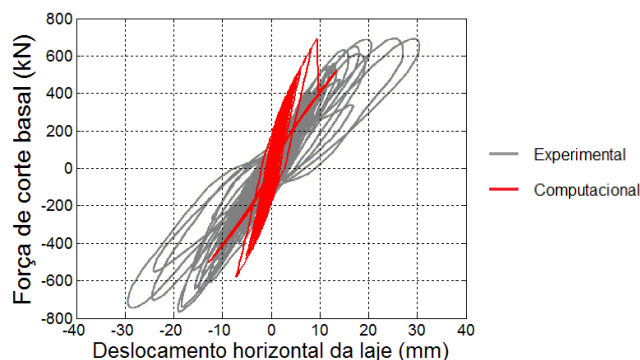


Figura 4.14: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental vs modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas.

Na Figura 4.14 pode observar-se que a rigidez global do modelo computacional, considerando as ligações sapata-pilar rígidas, é maior que o verificado experimentalmente. Também é visível a variação da rigidez devido à rotura da parede de alvenaria de enchimento, representada pelo desenvolvimento vertical descendente da curva *pushover*.

Os principais pontos da Figura 4.14, assim como, a percentagem do erro relativo entre os valores experimentais e os computacionais, são apresentados na Tabela 4.10. Analisando esses resultados verifica-se que a percentagem de erro relativo das forças varia entre 1,3% e 30,1%, e a dos deslocamentos, entre 56,2 e 68,3%. Neste modelo, também se verifica que as maiores percentagens de erro relativo são referentes aos deslocamentos horizontais da laje, apesar disso, são menores que os obtidos no modelo computacional original.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

Tabela 4.10: Comparação dos resultados experimentais com os computacionais do modelo com ligações sapata-pilar rígidas.

| | F_b máx (kN) | u (F_b máx) (mm) | F_b (u máx) (kN) | u máx (mm) | F_b mín (kN) | u (F_b mín) (mm) | F_b (u mín) (kN) | u mín (mm) |
|----------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| Experimental | 700,0 | 29,3 | 660,0 | 30,7 | -760,0 | -18,6 | -720,0 | -30,0 |
| Computacional | 691,0 | 9,3 | 521,7 | 13,4 | -583,4 | -7,2 | -503,5 | -12,8 |
| ε_r (%) | 1,3 | 68,3 | 21,0 | 56,2 | 23,2 | 61,2 | 30,1 | 57,2 |

F_b - Força de corte basal

u - Deslocamento horizontal da laje

Na Figura 4.15 é apresentada a relação momento-curvatura dos pilares A1 e B1:

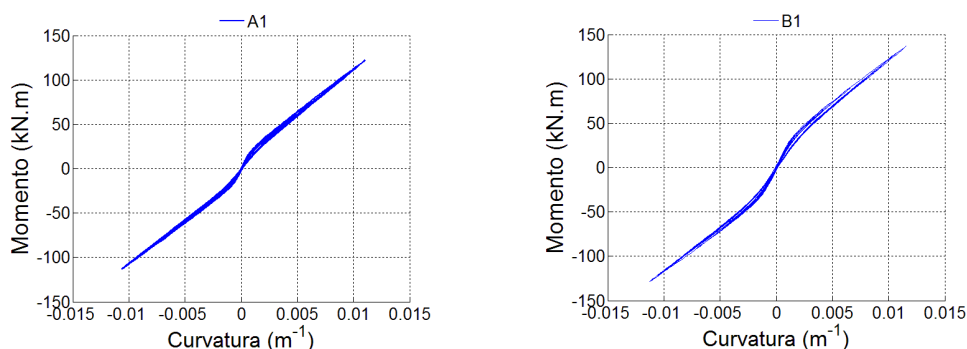


Figura 4.15: Momento-curvatura na base dos pilares A1 e B1 – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas.

Tabela 4.11: Momentos e curvaturas, máximas e mínimas, na base dos pilares A1 e B1 – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas.

| | M máx. (kN.m) | χ máx. (m ⁻¹) | M mín. (kN.m) | χ mín. (m ⁻¹) |
|-----------|-----------------|--------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| A1 | 122,1 | 0,0110 | -113,2 | -0,0107 |
| B1 | 136,8 | 0,0115 | -128,5 | -0,0113 |

Analisando a Figura 4.15 e a Tabela 4.11, verificou-se que o pilar B1 tem uma deformação ligeiramente maior que o A1. Esta diferença está relacionada com a diferença de rigidez entre as vigas dos alinhamentos A e B, pois a viga do alinhamento B tem uma rigidez maior.

Relativamente à parede de alvenaria de enchimento, através da Figura 4.16, verifica-se a ocorrência do deslocamento da parede no plano até à rotura, correspondente a um deslocamento máximo de 0,009m e uma força de corte basal na parede de 287,9kN.

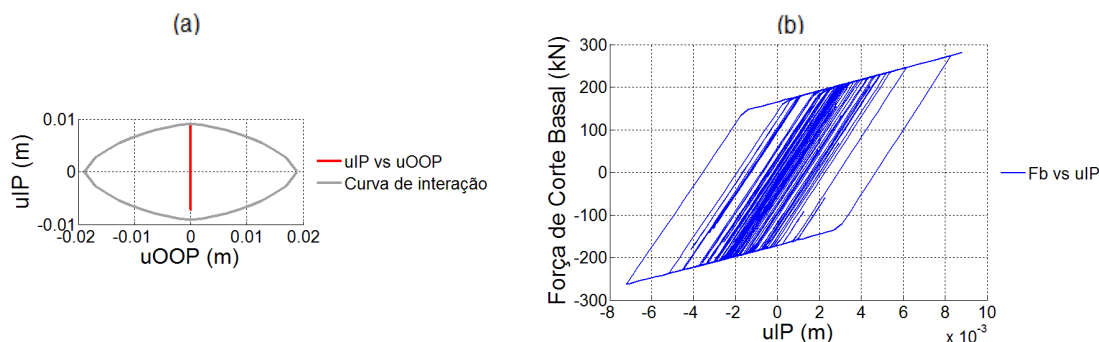


Figura 4.16: (a) Deslocamento no plano (u_{IP}) vs deslocamento fora do plano (u_{OOP}) e curva de interação da parede; (b) Força de corte basal da parede (F_b) vs deslocamento no plano (u_{IP}) – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas.

Na Figura 4.17 pode observar-se a variação da tensão *versus* extensão de uma secção de fibras da parede, durante a análise sísmica. A rotura da parede surge para uma tensão de 7757kPa e uma extensão de aproximadamente 0,038.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

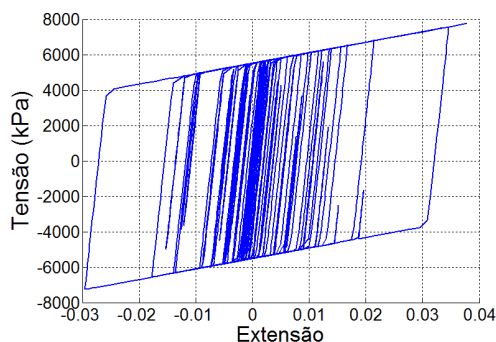


Figura 4.17: Tensão - extensão da seção de fibras da parede – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas.

A Figura 4.18 mostra a variação da rigidez global da estrutura devido à rotura da parede, durante a ação sísmica DUZ7. A ocorrência da rotura da parede durante a ação DUZ7 está de acordo com a análise experimental de *Hashemi e Mosalam* (2007).

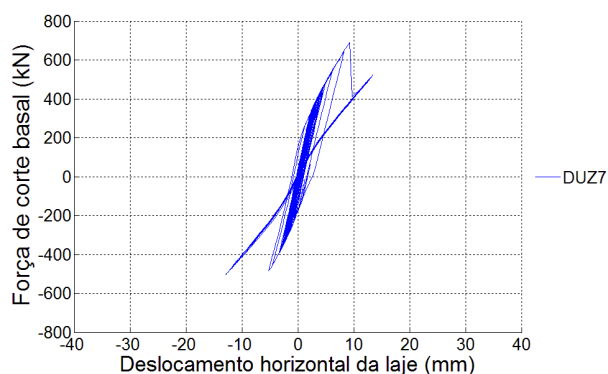


Figura 4.18: Força de corte basal *versus* deslocamento horizontal da laje para a ação sísmica DUZ7 – modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas.

Através dos restantes dados obtidos a partir da análise sísmica computacional, determinou-se que a rotura da parede de enchimento ocorreu no instante da ação DUZ7 de aproximadamente 23,8 segundos (em tempo real).

Comparando os resultados antes da rotura da parede de alvenaria de enchimento, do modelo computacional original (ou inicial) e do modelo computacional com as ligações sapata-pilar rígidas, *versus* os resultados experimentais (da estrutura de teste), verificou-se que a rigidez da estrutura de teste é inferior à rigidez dos modelos computacionais testados, indicando por isso, que a rigidez da parede, considerada nos modelos computacionais, é maior que a verificada experimentalmente.

Relativamente aos resultados após a rotura da parede de enchimento, constatou-se que a rigidez da estrutura de teste, obtida experimentalmente, é superior à rigidez do modelo computacional original (ou inicial), e inferior à rigidez do modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas. Assim, conclui-se que a rigidez da ligação sapata-pilar, considerada no modelo computacional original, é menor que a observada experimentalmente na estrutura de teste.

De forma a determinar-se a rigidez da ligação sapata-pilar e a rigidez da parede de alvenaria de enchimento, procedeu-se à calibração desses elementos.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

4.4.3. Calibração

A calibração teve como objetivo a determinação dos parâmetros que definem o comportamento da ligação sapata-pilar e o comportamento da parede de alvenaria de enchimento, que melhor reproduzem os resultados verificados experimentalmente.

A calibração foi executada de forma iterativa, comparando os resultados de várias análises *pushover* com os resultados experimentais, definidos pela relação força de corte basal – deslocamento horizontal da laje, até ser obtida uma curva de capacidade que melhor se ajustasse a esses mesmos resultados experimentais.

Uma vez que o modelo da parede de enchimento não está presente ao longo de toda a análise, começou-se por calibrar a ligação sapata-pilar. Desta forma, sabendo que, após a rotura da parede de alvenaria de enchimento, a rigidez global do modelo computacional era inferior ao da estrutura de teste devido ao modelo de comportamento da ligação sapata-pilar, os parâmetros dessa ligação, definidos inicialmente na Tabela 4.3, foram sendo alterados de forma a aumentar a rigidez da ligação.

O melhor resultado, obtido a partir da calibração da ligação sapata-pilar, foi o modelo 14, com os parâmetros apresentados na Tabela 4.12 e representado na Figura 4.19 em comparação com o modelo original.

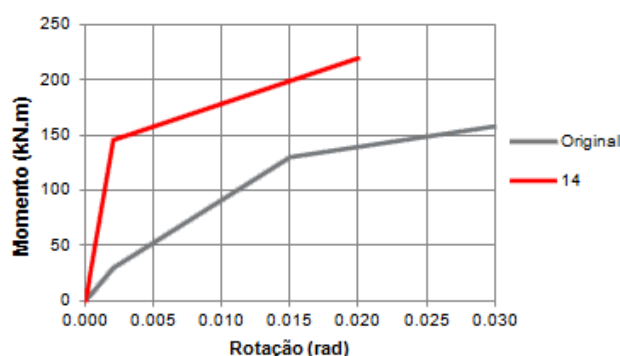


Figura 4.19: Relação momento–rotação da ligação sapata-pilar do modelo original e modelo 14.

Tabela 4.12: Parâmetros da ligação sapata-pilar do modelo original e modelo 14.

| Modelo | Parâmetros da ligação sapata-pilar | | | | | | | | |
|--------------|------------------------------------|-----------------|-----------------|------------------------|---------------------|---------------------|--------------------|-----------------|-----------------|
| | M_{cr} (kN.m) | M_y (kN.m) | M_p (kN.m) | θ_{cr} (rad) | θ_y (rad) | θ_p (rad) | K_{cr} (kN.m) | K_y (kN.m) | K_p (kN.m) |
| Original | 29,9 | 130,0 | 158,0 | 0,0020 | 0,0150 | 0,0300 | 14950,0 | 7700,0 | 1866,7 |
| 14 | 29,9 | 145,0 | 220,0 | 0,0004 | 0,0020 | 0,0200 | 74750,0 | 71937,5 | 4166,7 |
| Δ (%) | 0 | 11,5 | 39,2 | -80,0 | -86,7 | -33,3 | 400,0 | 834,3 | 123,2 |

Após a determinação dos parâmetros da ligação sapata-pilar, sabendo que o modelo da parede possuía uma rigidez demasiado elevada, esta foi calibrada de forma a determinar-se o módulo de elasticidade que melhor ajustava o resultado do modelo computacional ao resultado experimental.

O módulo de elasticidade da parede de alvenaria de enchimento (E_{iw}) determinado na calibração foi 1,4GPa.

Para além da determinação do módulo de elasticidade, uma vez que se verificou que a rotura da parede de enchimento ocorria para um deslocamento horizontal no plano muito baixo (deslocamento esse determinado segundo o regulamento FEMA356 [22]), alterou-se o deslocamento horizontal máximo no plano para o valor de 17 milímetros, correspondente

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

ao esforço transversal resistente da parede de alvenaria de enchimento de 378kN, determinado experimentalmente por *Hashemi e Mosalam (2007)*.

Após a determinação do módulo de elasticidade e calibração do deslocamento máximo horizontal no plano, da parede de alvenaria de enchimento, determinaram-se os parâmetros finais do modelo de fibras da parede, indicados no Anexo F, e realizaram-se as análises sísmicas finais do modelo computacional calibrado.

4.4.4. Modelo Computacional Calibrado - resultados finais

O resultado da análise *pushover* do modelo computacional calibrado é apresentado na Figura 4.20 juntamente com o resultado experimental.

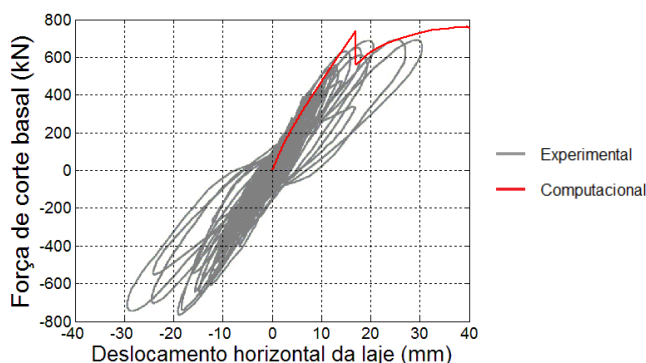


Figura 4.20: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental (análise dinâmica não-linear) vs modelo computacional calibrado (análise *pushover*).

Observando a Figura 4.20, verifica-se que a rigidez inicial do modelo computacional é semelhante à rigidez da estrutura de teste, determinada experimentalmente. Após a rotura da parede, a rigidez do modelo computacional coincide com a rigidez dos últimos ciclos de maior deformação da estrutura de teste.

Os resultados da análise dinâmica não-linear são comparados com os resultados experimentais de *Hashemi e Mosalam (2007)* na Figura 4.21.

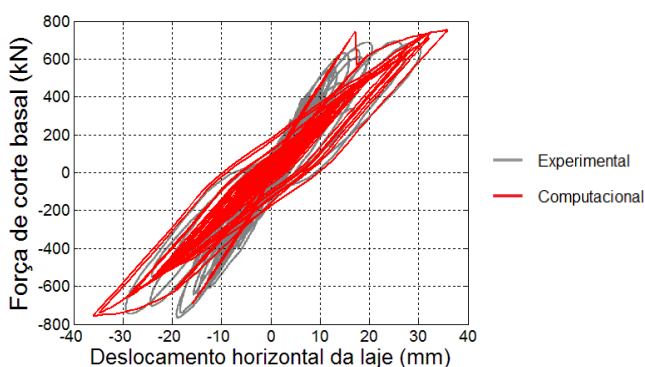


Figura 4.21: Relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, do modelo experimental vs modelo computacional calibrado.

Através da Figura 4.21, pode-se constatar que a rigidez global do modelo computacional, antes da rotura da parede, é semelhante ao modelo experimental. Após a rotura da parede, a rigidez do modelo computacional, nos ciclos iniciais, também é semelhante à obtida experimentalmente, sendo um pouco menor nos ciclos finais.

Os valores máximos e mínimos da figura anterior, assim como, as percentagens de erro relativo, são apresentados na Tabela 4.13.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

Tabela 4.13: Comparação dos resultados experimentais com os computacionais do modelo calibrado.

| | F_b máx (kN) | u (F_b máx) (mm) | F_b (u máx) (kN) | u máx (mm) | F_b mín (kN) | u (F_b mín) (mm) | F_b (u mín) (kN) | u mín (mm) |
|----------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--------------|----------------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| Experimental | 700,0 | 29,3 | 660,0 | 30,7 | -760,0 | -18,6 | -720,0 | -30,0 |
| Computacional | 651,0 | 44,6 | 651,0 | 44,6 | -659,0 | -44,0 | -651,5 | -44,7 |
| ε_r (%) | 7,0 | 52,2 | 1,4 | 45,2 | 13,3 | 136,8 | 9,5 | 49,0 |

F_b - Força de corte basal

u - Deslocamento horizontal da laje

A Tabela 4.13 mostra os resultados dos pontos principais da relação força de corte basal - deslocamento horizontal da laje, onde se verifica, que a percentagem do erro relativo das forças varia entre 1,4% e 13,3%, e a dos deslocamentos varia entre 45,2% e 136,8%. Neste modelo, constatou-se também que as maiores percentagens de erro relativo correspondem aos deslocamentos horizontais da laje.

A relação momento-rotação das ligações sapata-pilar parametrizadas, A1 e B1, é apresentada na Figura 4.22, e os momentos e rotações, máximos e mínimos na Tabela 4.14.

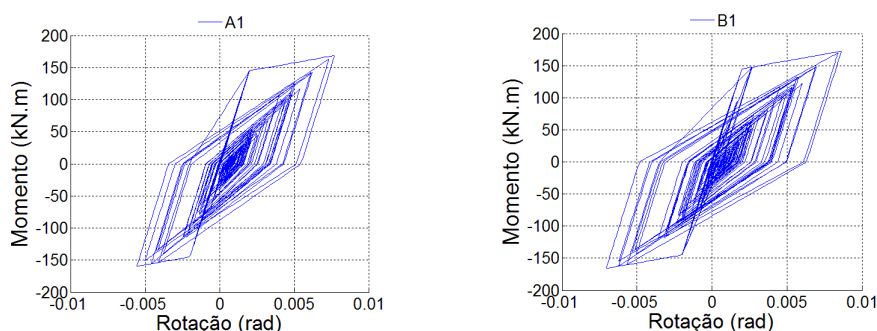


Figura 4.22: Relações momento-rotação das ligações sapata-pilar parametrizadas A1 e B1.

Os resultados mostram que as deformações das ligações sapata-pilar A1 e B1 são diferentes, sendo maiores na ligação B1.

Tabela 4.14: Momentos e rotações, máximas e mínimas, das ligações sapata-pilar parametrizadas.

| | M máx. (kN.m) | θ máx. (rad) | M mín. (kN.m) | θ mín. (rad) |
|-----------|-----------------|---------------------|-----------------|---------------------|
| A1 | 168,8 | 0,0077 | -159,8 | -0,0056 |
| B1 | 172,6 | 0,0086 | -166,1 | -0,0071 |

Na Figura 4.23 é representada a relação momento-curvatura dos pilares A1 e B1. Nessa figura pode observar-se a ocorrência de plastificação nos pilares, constatando-se que o pilar A1 sofre maiores deformações que o B1. Esta diferença está relacionada com a distribuição de deformações pelos elementos ligação sapata-pilar, pilares e vigas, tendo em conta que a viga do pórtico do alinhamento A é menos rígida que a do alinhamento B.

Os valores máximos e mínimos dos momentos e curvaturas, dos pilares A1 e B1, são apresentados na Tabela 4.15.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

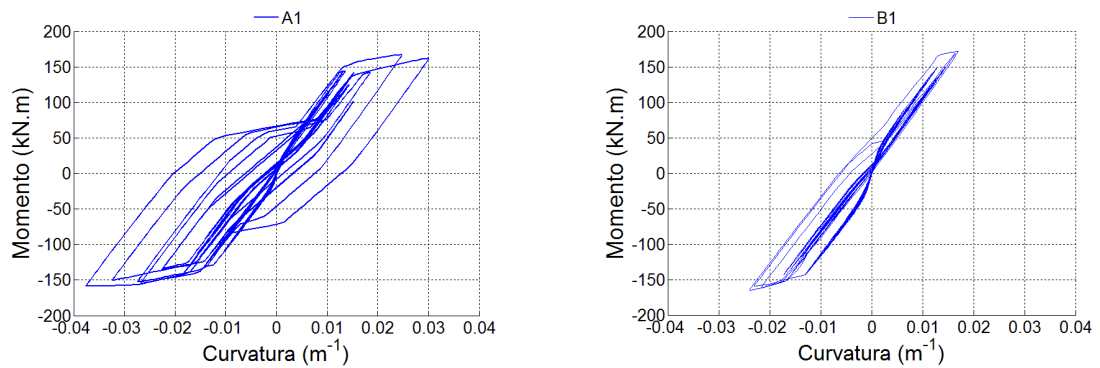


Figura 4.23: Momento-curvatura dos pilares A1 e B1 do modelo computacional calibrado.

Tabela 4.15: Momentos e curvaturas, máximas e mínimas, na base dos pilares A1 e B1.

| | $M_{\text{máx.}} \text{ (kN.m)}$ | $\chi_{\text{máx.}} \text{ (m}^{-1}\text{)}$ | $M_{\text{mín.}} \text{ (kN.m)}$ | $\chi_{\text{mín.}} \text{ (m}^{-1}\text{)}$ |
|-----------|----------------------------------|--|----------------------------------|--|
| A1 | 167,0 | 0,0300 | -158,5 | -0,0376 |
| B1 | 171,9 | 0,0171 | -165,5 | -0,0240 |

Em seguida, na Figura 4.24, são apresentados os resultados relativos à parede de alvenaria de enchimento.

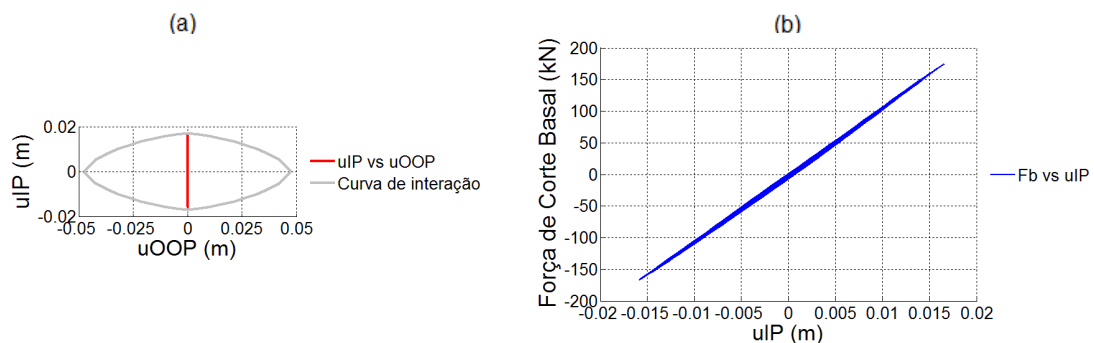


Figura 4.24: (a) Deslocamento no plano (uIP) - deslocamento fora do plano (uOOP) e curva de interação da parede; (b) Força de corte basal da parede (F_b) vs deslocamento no plano (uIP) – modelo da parede calibrado.

Na Figura 4.24 pode observar-se a deformação da parede no plano, relativamente à curva de interação, verificando-se a ocorrência da rotura para um deslocamento máximo no plano de 0,017m e para uma força de corte basal na parede de 179,3kN.

A Figura 4.25 mostra a variação da tensão *versus* extensão da secção de fibras da parede. A rotura da parede ocorre para uma tensão de 3888kPa e uma extensão de 0,016.

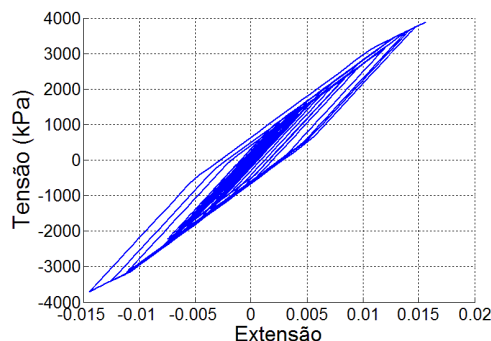


Figura 4.25: Tensão – extensão da secção de fibras da parede.

Na Figura 4.26 é possível observar a variação de rigidez da estrutura devido à rotura da parede durante a ação sísmica DUZ7, sendo que, a ocorrência da rotura da parede está de acordo com a análise experimental de *Hashemi e Mosalam* (2007).

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

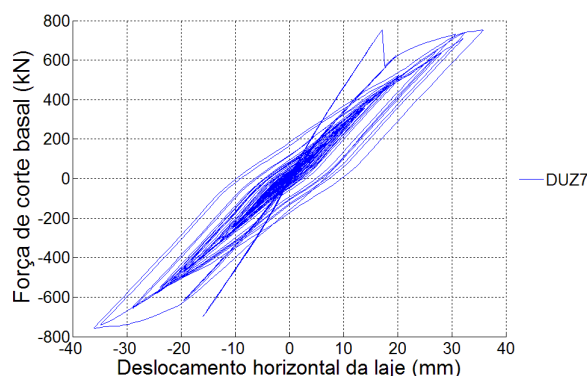


Figura 4.26: Força de corte basal versus deslocamento horizontal da laje, para a ação sísmica DUZ7 – modelo computacional calibrado.

Através dos restantes dados, obtidos a partir da análise dinâmica não-linear, determinou-se que a rotura da parede de enchimento ocorreu no instante aproximado de 14,8 segundos (em tempo real), da ação sísmica DUZ7. O tempo obtido computacionalmente está próximo dos 15,4 segundos determinados experimentalmente por Hashemi e Mosalam (2007), correspondendo a uma percentagem de erro relativo de 3,9%.

4.4.5. Comparação de Resultados dos Modelos Computacionais

De forma a comparar os resultados dos três modelos computacionais, nomeadamente, modelo computacional original, modelo computacional com ligações sapata-pilar rígidas e modelo computacional calibrado, determinou-se a média dos erros relativos, Eq. (4.2), dos pontos principais da relação força de corte basal – deslocamento horizontal da laje. Os resultados assim obtidos são apresentados na Figura 4.27.

$$\text{média dos erros relativos} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \epsilon_{ri} \times 100 \quad [\%] \quad (4.2)$$

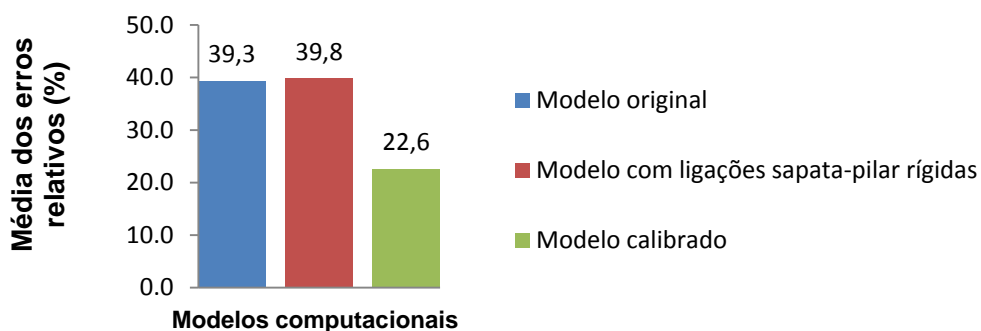


Figura 4.27: Média dos erros relativos dos modelos computacionais.

Pode observar-se, através Figura 4.27, a diminuição da média dos erros relativos em 16,7p.p. do modelo computacional original para o modelo computacional calibrado, indicando assim, o melhoramento dos resultados, obtidos pelo modelo computacional calibrado, dos pontos principais da relação força de corte basal – deslocamento horizontal da laje.

4.5. Conclusões

Neste capítulo realizou-se a validação do modelo de fibras de uma parede de alvenaria de enchimento, desenvolvido por *Kadysiewski e Mosalam* (2009), através da comparação dos resultados experimentais da estrutura de teste de *Hashemi e Mosalam* (2007), com os resultados de vários modelos computacionais considerando o modelo de fibras.

Verificou-se que o modelo computacional considerado inicialmente, com os parâmetros de *Hashemi e Mosalam* (2007) e *Kadysiewski e Mosalam* (2009) (modelo computacional original), não reproduzia os resultados obtidos experimentalmente. Assim, foi necessário parametrizar as ligações sapata-pilar, pois a rigidez verificada era inferior à experimental, tendo sido também necessário parametrizar o módulo de elasticidade e o deslocamento horizontal máximo no plano, do modelo da parede, pois registou-se uma rigidez maior que a experimental e o deslocamento máximo era inferior ao experimental.

Após a calibração dos elementos ligação sapata-pilar e parede de alvenaria de enchimento, obteve-se um modelo computacional capaz de fornecer resultados semelhantes aos experimentais, sendo, assim, validado o modelo de fibras de uma parede de alvenaria de enchimento no plano.

Devido à ausência de dados experimentais do desempenho sísmico da parede de alvenaria de enchimento para fora do plano, não foi possível validar o modelo de fibras sujeito a ações sísmicas nessa direção, assim como também não foi possível validar a interação de deformações da parede no plano e fora do plano.

Por fim, através da calibração realizada, foi possível obter um comportamento sísmico da estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento satisfatório, pois os resultados tiveram uma média dos erros relativos de 22,6%, representando uma melhoria de 16,7p.p. relativamente ao modelo inicial/original.

4. Caso de Estudo 1: Estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

5.1. Introdução e Objetivos

Em 2007 o comitê executivo de projetos de edifícios em aço do *Hyogo Earthquake Engineering Research Center* ou *E-Defense*, (centro de investigação de engenharia sísmica do Japão com a maior mesa sísmica do mundo (20 x 15 m em planta)), com o patrocínio do *National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention* do Japão, anunciaram um concurso de análise e previsão de comportamento sísmico de um edifício à escala real de quatro pisos em aço [17], Figura 5.1. Este concurso de previsão do desempenho sísmico de um edifício foi feito com o intuito de contribuir para o desenvolvimento da previsão da resposta sísmica computacional, de modelos numéricos de previsão do comportamento até ao colapso e técnicas de modelação eficientes de estruturas em aço de edifícios. O edifício foi testado em setembro de 2007 no *E-Defense*, tendo sido submetido a escalas do sismo de *Kobe* de 1995, e os resultados experimentais foram comparados com os resultados computacionais dos participantes, em que, quem conseguisse resultados mais próximos dos reais ganhava o desafio.



Figura 5.1: Edifício de 4 pisos testado no *E-Defense*. [52]

O edifício de quatro pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense* foi modelado bidimensionalmente em X/NS e analisado por *Lignos e Krawinkler (2012)*, considerando elementos de plasticidade concentrada com comportamento bilinear com deterioração cíclica, zonas de painel através do modelo de *Gupta e Krawinkler (1999)* e considerando os efeitos P-Delta. Assim, neste caso de estudo usaram-se os valores dos parâmetros do comportamento bilinear com deterioração cíclica dos elementos de plasticidade concentrada em X/NS determinados por *Lignos e Krawinkler (2012)*.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Este edifício foi modelado tridimensionalmente e analisado por *Nam e Kasai (2011)*, através de modelos de plasticidade semi-concentrada, com as zonas não-lineares definidas por secções de fibras, com zonas de painel, paredes exteriores modeladas por um elemento diagonal de treliça cada, e consideraram também a deformação da ligação dos pilares à mesa sísmica. Alguns resultados obtidos neste capítulo são comparados com os resultados de *Nam e Kasai (2011)*.

Neste capítulo procedeu-se à avaliação do desempenho sísmico do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, testado no *E-Defense*, através da análise computacional do modelo tridimensional (3D) do edifício, no *OpenSees*. Assim, o objetivo foi a aplicação dos vários princípios de modelação de estruturas metálicas, referidos neste trabalho, e a avaliação da precisão dessas técnicas de modelação através da comparação dos resultados computacionais com os resultados experimentais.

5.2. Edifício

O edifício testado no *E-Defense*, em 2007, era um edifício à escala real de 4 pisos com estrutura em aço, lajes interiores mistas nervuradas e cobertura em laje mista maciça. Para além dos elementos estruturais, o edifício possuía paredes externas compostas por blocos de betão celular autoclavado, pré-fabricados, e placas de gesso cartonado na face interior, nas duas fachadas na direção Z (EW) e numa fachada na direção X (NS).

As dimensões principais da estrutura e as designações dos elementos são apresentadas na Figura 5.2 e Figura 5.3.

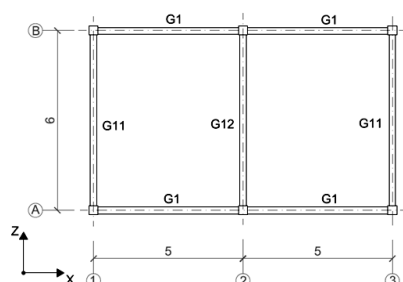


Figura 5.2: Planta da estrutura do edifício de 4 pisos.

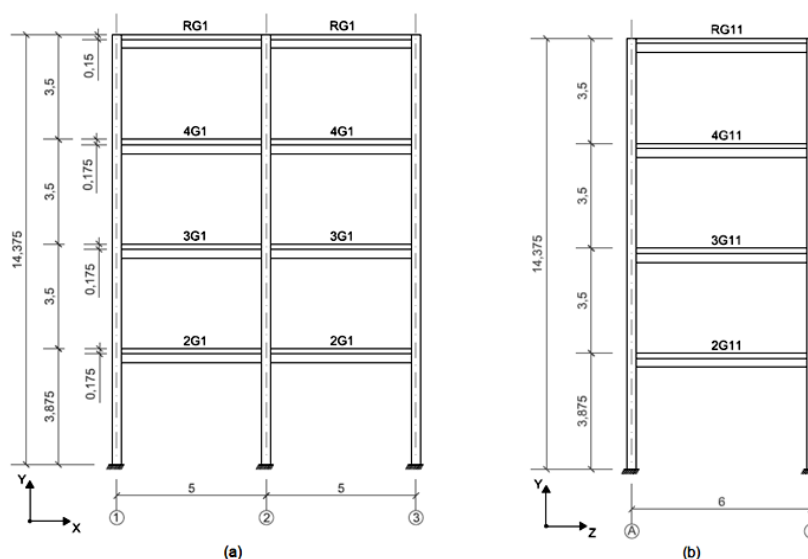


Figura 5.3: Alçados da estrutura do edifício de 4 pisos (a) X/NS (b) Z/EW.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Os desenhos pormenorizados do edifício podem ser encontrados em *Pavan* (2008).

As secções das vigas e pilares são discriminados por piso na Tabela 5.1 e Tabela 5.2, respetivamente.

Tabela 5.1: Secções das vigas por piso.

| Piso | Secções das vigas (Aço: SN400B) | | |
|---------------|---------------------------------|------------------------|-------------------------|
| | G1 | G11 | G12 |
| Cobertura (5) | H - 346 x 174 x 6 x 9 | H - 346 x 174 x 6 x 9 | H - 346 x 174 x 6 x 9 |
| 4 | H - 350 x 175 x 7 x 11 | H - 350 x 175 x 7 x 11 | H - 340 x 174 x 9 x 14 |
| 3 | H - 396 x 199 x 7 x 11 | H - 400 x 200 x 8 x 13 | H - 400 x 200 x 8 x 13 |
| 2 | H - 400 x 200 x 8 x 13 | H - 400 x 200 x 8 x 13 | H - 390 x 200 x 10 x 16 |

Tabela 5.2: Secções dos pilares por pisos.

| Secções dos pilares (Aço: BCR295) | |
|--------------------------------------|-------------|
| Piso | C1, C2 |
| 4 | SHS 300 x 9 |
| 3 | SHS 300 x 9 |
| 2 | SHS 300 x 9 |
| 1 | SHS 300 x 9 |

As propriedades de resistência do aço foram obtidas a partir de catálogos (japoneses), e o módulo de *Young* através do código Japonês [37], e são apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Propriedades de resistência do aço. ([37])

| | E (GPa) | σ_y (MPa) | σ_u (MPa) |
|--------|---------|------------------|------------------|
| SN400B | 205 | 235 | 400 |
| BCR295 | 205 | 295 | 400 |

Apesar de se conhecerem as propriedades resistentes do aço de catálogo, e as propriedades de acordo com o código japonês aplicado no dimensionamento de estruturas em aço, consideraram-se as propriedades medidas do material de cada secção, apresentadas na Tabela 5.4, na definição da estrutura de forma a obterem-se resultados mais precisos nas análises.

Tabela 5.4: Propriedades medidas do material das secções. [55] e [66]

| Propriedades medidas do material | | | |
|----------------------------------|---------|------------------|------------------|
| Secção | E (GPa) | σ_y (MPa) | σ_u (MPa) |
| SHS 300 X 9 (C1) | 202,8 | 330 | 426 |
| SHS 300 X 9 (C2) | 204,4 | 332 | 419 |
| H - 340 x 174 x 9 x 14 | 212,8 | 309 | 443 |
| H - 346 x 174 x 6 x 9 | 201,8 | 333 | 461 |
| H - 350 x 175 x 7 x 11 | 223,5 | 302 | 441 |
| H - 390 x 200 x 10 x 16 | 174,8 | 297 | 451 |
| H - 396 x 199 x 7 x 11 | 199,6 | 311 | 460 |
| H - 400 x 200 x 8 x 13 | 203,8 | 326 | 454 |

O peso de cada piso do edifício é indicado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Peso por piso. [55]

| Piso | Peso (kN) |
|---------------|-----------|
| Cobertura (5) | 631,50 |
| 4 | 476,50 |
| 3 | 473,00 |
| 2 | 474,50 |
| Total | 2055,5 |

5.3. Modelo Computacional

5.3.1. Introdução

O edifício de quatro pisos em estrutura em aço, testado no *E-Defense* em 2007, foi modelado no *OpenSees* na versão 2.4.1.

O edifício foi modelado através de elementos de plasticidade concentrada, tendo em conta a deformação das ligações entre os elementos, pilares-vigas, através da modelação das zonas de painel, sendo que, também se teve em consideração as paredes exteriores.

No modelo computacional considerou-se as bases dos pilares, do primeiro piso, encastradas, as lajes com comportamento de diafragma rígido, e teve-se em conta os efeitos P-Delta nas análises.

O modelo computacional tridimensional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*, analisado neste trabalho, foi modelado tendo em conta os parâmetros calibrados por *Lignos e Krawinkler* [43] do modelo bidimensional do mesmo edifício, em X/NS, sem paredes exteriores.

5.3.2. Elementos de Plasticidade Concentrada

Os elementos da estrutura foram modelados com elementos de plasticidade concentrada, com o comportamento de material bilinear com deterioração cíclica, considerando os parâmetros determinados por *Lignos e Krawinkler* [43].

É importante referir que os parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada foram determinados, numa primeira fase, através das equações de *Lignos e Krawinkler* [41][42], e posteriormente alterados pelos autores das equações, de forma a englobarem os efeitos de ações sísmicas em duas direções horizontais em simultâneo, nos pilares, e de forma a terem em conta o efeito compósito entre as lajes e as vigas.

Nos pilares, *Lignos e Krawinkler* [43], determinaram que uma ação a 45° provoca, em média, uma redução em 30% nas rotações plásticas pré-momento máximo ($\theta_{pam\acute{a}x}$) e pós-momento máximo ($\theta_{pdm\acute{a}x}$). Os parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada dos pilares, tendo em conta o efeito da flexão desviada, são apresentados na Tabela 5.6, e são válidos para ambas as direções, X/NS e Z/EW.

Tabela 5.6: Parâmetros dos modelos de plasticidade concentrada dos pilares. [43]

| Secção | Piso | Zona | Mc/My' | $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | Λ (rad) | K |
|-----------|------|----------|--------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------|-----|
| SHS 300x9 | 4 | exterior | 1,1 | 0,011 | 0,129 | 0,47 | 0,4 |
| SHS 300x9 | | interior | 1,1 | 0,011 | 0,133 | 0,48 | 0,4 |
| SHS 300x9 | 3 | exterior | 1,1 | 0,010 | 0,099 | 0,35 | 0,4 |
| SHS 300x9 | | interior | 1,1 | 0,010 | 0,113 | 0,40 | 0,4 |
| SHS 300x9 | 2 | exterior | 1,1 | 0,009 | 0,084 | 0,28 | 0,4 |
| SHS 300x9 | | interior | 1,1 | 0,010 | 0,108 | 0,38 | 0,4 |
| SHS 300x9 | 1 | exterior | 1,1 | 0,008 | 0,070 | 0,23 | 0,4 |
| SHS 300x9 | | interior | 1,1 | 0,010 | 0,099 | 0,35 | 0,4 |

Relativamente às vigas, e ao efeito das lajes sobre estas, *Lignos et. al* [40] determinaram que o momento de inércia da secção compósita da viga, formada pela secção de influência da laje e pela secção da viga, era 1,8 vezes superior ao momento de inércia da viga. Para isso, determinaram a largura efetiva através da equação:

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

$B = b_f + 0,1 \times L$ [27], em que b_f é a largura do banzo da viga e L é o comprimento da viga, considerando a secção fendilhada da laje nas zonas de momento negativo. Através dos resultados experimentais obtidos no *E-Defense* determinou-se que em média $E_s / E_c = 6,8$. Os parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas, tendo em conta o efeito das lajes, são apresentados na Tabela 5.7. Os valores apresentados são válidos apenas para a direção X/NS.

Tabela 5.7: Parâmetros dos modelos de plasticidade concentrada das vigas [43]

| Secção | Direção | Extremidade | $\theta_{pam\acute{a}x}^+$ (rad) | $\theta_{pam\acute{a}x}^-$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^+$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^-$ (rad) | Λ (rad) | $(M_c/M_y)^+$ | $(M_c/M_y)^-$ | κ |
|--------|---------|-------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------|---------------|---------------|----------|
| H346 | X/NS | interior | 0,051 | 0,034 | 0,170 | 0,113 | 0,71 | 1,30 | 1,10 | 0,4 |
| H346 | X/NS | exterior | 0,051 | 0,034 | 0,170 | 0,113 | 0,71 | 1,25 | 1,10 | 0,4 |
| H350 | X/NS | interior | 0,055 | 0,037 | 0,215 | 0,143 | 0,93 | 1,30 | 1,10 | 0,4 |
| H350 | X/NS | exterior | 0,055 | 0,037 | 0,215 | 0,143 | 0,93 | 1,25 | 1,10 | 0,4 |
| H396 | X/NS | interior | 0,045 | 0,030 | 0,173 | 0,115 | 0,71 | 1,30 | 1,10 | 0,4 |
| H396 | X/NS | exterior | 0,045 | 0,030 | 0,173 | 0,115 | 0,71 | 1,25 | 1,10 | 0,4 |
| H400 | X/NS | interior | 0,048 | 0,032 | 0,212 | 0,141 | 0,94 | 1,30 | 1,10 | 0,4 |
| H400 | X/NS | exterior | 0,048 | 0,032 | 0,212 | 0,141 | 0,94 | 1,25 | 1,10 | 0,4 |

De forma a determinar-se os parâmetros das vigas na direção Z/EW, tendo em conta o efeito compósito entre a laje e as vigas, realizou-se uma análise paramétrica, entre os valores dos parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas, determinados através das equações de *Lignos e Krawinkler* [42], e os valores dos parâmetros considerando os efeitos da laje, determinados por *Lignos e Krawinkler* [43].

Antes de mais, e após uma pequena análise dos valores da Tabela 5.7, importa referir, que para ambas as direções se considerou:

| Extremidade | $(M_c/M_y)^+$ | $(M_c/M_y)^-$ | κ |
|-------------|---------------|---------------|----------|
| interior | 1,30 | 1,10 | 0,4 |
| exterior | 1,25 | 1,10 | 0,4 |

A análise paramétrica foi dividida por tipo de laje, pois a laje da cobertura é uma laje mista maciça, sendo diferente das lajes interiores, que são lajes mistas nervuradas. Assim, os resultados da análise paramétrica dos parâmetros das vigas ligadas à laje da cobertura são apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8: Percentagem de variação dos parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas da cobertura.

| Direção | Secção | | | | |
|---------|--------------------------------|----------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|
| | H346 | H346 + Laje | | | |
| X/NS | $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pam\acute{a}x}^+$ (rad) | Δ (%) | $\theta_{pam\acute{a}x}^-$ (rad) | Δ (%) |
| | 0,032 | 0,051 | 60,5 | 0,034 | 7,0 |
| | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^+$ (rad) | Δ (%) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^-$ (rad) | Δ (%) |
| | 0,113 | 0,170 | 50,1 | 0,113 | -0,2 |
| | Λ (rad) | Λ (rad) | | | Δ (%) |
| | 0,65 | 0,71 | | | 9,6 |

A partir das percentagens de variação dos parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada, das vigas da cobertura em X/NS, determinou-se os parâmetros desses elementos em Z/EW. Os resultados assim obtidos são apresentados na Tabela 5.9.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Tabela 5.9: Parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas da cobertura em Z/EW.

| Direção | Secção | | |
|---------|--------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | H346 | H346 + Laje | |
| Z/EW | $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pam\acute{a}x}^+$ (rad) | $\theta_{pam\acute{a}x}^-$ (rad) |
| | 0,034 | 0,054 | 0,036 |
| | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^+$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^-$ (rad) |
| | 0,113 | 0,170 | 0,113 |
| | Λ (rad) | Λ (rad) | |
| | 0,648 | 0,710 | |

Os resultados da análise paramétrica, dos parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada das vigas ligadas às lajes interiores, são apresentados na Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12.

Tabela 5.10: Percentagens de variação da rotação plástica pré-momento máximo.

| Direção | Secção | Sem laje | Com laje | | | |
|---------|--------|--------------------------------|----------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|
| | | $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pam\acute{a}x}^+$ (rad) | Δ (%) | $\theta_{pam\acute{a}x}^-$ (rad) | Δ (%) |
| X/NS | H350 | 0,035 | 0,055 | 57,2 | 0,037 | 5,7 |
| | H396 | 0,028 | 0,045 | 58,0 | 0,030 | 5,4 |
| | H400 | 0,030 | 0,048 | 60,0 | 0,032 | 6,7 |
| | | | Média | 58,4 | Média | 5,9 |

Tabela 5.11: Percentagens de variação da rotação pós-momento máximo.

| Direção | Secção | Sem laje | Com laje | | | |
|---------|--------|--------------------------------|----------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|
| | | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^+$ (rad) | Δ (%) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^-$ (rad) | Δ (%) |
| X/NS | H350 | 0,151 | 0,215 | 42,6 | 0,037 | -5,1 |
| | H396 | 0,120 | 0,173 | 44,1 | 0,030 | -4,2 |
| | H400 | 0,144 | 0,212 | 46,7 | 0,032 | -2,4 |
| | | | Média | 44,5 | Média | -3,9 |

Tabela 5.12: Percentagens de variação da capacidade de rotação plástica acumulada de referência.

| Direção | Secção | Sem laje | Com laje | |
|---------|--------|-----------------|-----------------|--------------|
| | | Λ (rad) | Λ (rad) | Δ (%) |
| X/NS | H350 | 0,935 | 0,930 | -0,5 |
| | H396 | 0,713 | 0,710 | -0,4 |
| | H400 | 0,930 | 0,940 | 1,0 |
| | | | Média | 0,0 |

Os parâmetros dos elementos de plasticidade concentrada, tendo em conta o efeito da laje, foram determinados segundo as Equação (5.1):

$$X_i^{\text{com laje}} = X_i^{\text{sem laje}} \times \left(1 + \frac{\text{mínimo}(\bar{\Delta}(X); \Delta_i(X))}{100} \right) \quad (5.1)$$

em que X_i é um parâmetro do elemento de plasticidade concentrada, correspondente à viga i ; $\bar{\Delta}(X)$ é a variação média do parâmetro X , em percentagem; $\Delta_i(X)$ é a variação do parâmetro X da viga i , em percentagem.

Nos casos em que não se sabe o valor de $\Delta_i(X)$, utiliza-se a variação média do parâmetro X ($\bar{\Delta}(X)$).

Os parâmetros das vigas em Z/EW são apresentados na Tabela 5.13, Tabela 5.14 e Tabela 5.15.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Tabela 5.13: Rotação plástica pré-momento máximo das vigas em Z/EW.

| Direção | Secção | Sem laje | Com laje | |
|---------|--------|-------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | | $\theta_{pm\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pm\acute{a}x}^{+}$ (rad) | $\theta_{pm\acute{a}x}^{-}$ (rad) |
| Z/EW | H340 | 0,044 | 0,070 | 0,047 |
| | H350 | 0,037 | 0,059 | 0,039 |
| | H396 | 0,038 | 0,061 | 0,040 |
| | H400 | 0,032 | 0,051 | 0,034 |

Tabela 5.14: Rotação pós-momento máximo das vigas em Z/EW.

| Direção | Secção | Sem laje | Com laje | |
|---------|--------|--------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^{+}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}^{-}$ (rad) |
| Z/EW | H340 | 0,218 | 0,316 | 0,210 |
| | H350 | 0,151 | 0,215 | 0,143 |
| | H396 | 0,210 | 0,303 | 0,201 |
| | H400 | 0,144 | 0,209 | 0,139 |

Tabela 5.15: Rotação plástica acumulada de referência das vigas em Z/EW.

| Direção | Secção | Sem laje | Com laje |
|---------|--------|-----------------|-----------------|
| | | Λ (rad) | Λ (rad) |
| Z/EW | H340 | 1,637 | 1,637 |
| | H350 | 0,935 | 0,930 |
| | H390 | 1,585 | 1,585 |
| | H400 | 0,930 | 0,930 |

5.3.3. Zonas de painel

As zonas de painel foram modeladas com comportamento de material trilinear, definido pelas equações de *Gupta e Krawinkler* [27]. Contudo, uma vez que as zonas de painel são formadas por pilares de secção fechada vazada, em aço endurecido a frio, verificou-se, que o modelo de *Gupta e Krawinkler* [27], aplicado a esse caso, tinha um comportamento que não correspondia ao verificado experimentalmente.

Assim, realizou-se uma análise de sensibilidade de forma a obter um comportamento semelhante ao verificado experimentalmente. Através dos resultados computacionais obtidos inicialmente, e comparando com os resultados experimentais, constatou-se que o modelo de *Gupta e Krawinkler* [27], definido por um comportamento trilinear, não se ajustava aos resultados experimentais, pelo que, optou-se por modelar o comportamento da zona de painel com o modelo de material bilinear com efeito *Bauschinger*.

Os resultados da relação momento-distorção das zonas de painel foram obtidos através de uma análise estática não-linear cíclica, que reproduzia, aproximadamente, os ciclos de maior deformação registados experimentalmente numa zona de painel do edifício de quatro pisos. Esta análise foi realizada com três intensidades do sismo de *Kobe* registado em *Takatori* (40%; 60% e 100%). A zona de painel analisada foi a zona de painel interior do segundo piso, na direção X/NS. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 5.4, Figura 5.5, consoante a intensidade da ação sísmica.

Nessas figuras, pode-se constatar, que o modelo obtido na análise de sensibilidade, tem um comportamento mais próximo do registado experimentalmente, comparativamente ao modelo trilinear determinado através das equações de *Gupta e Krawinkler* [27].

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

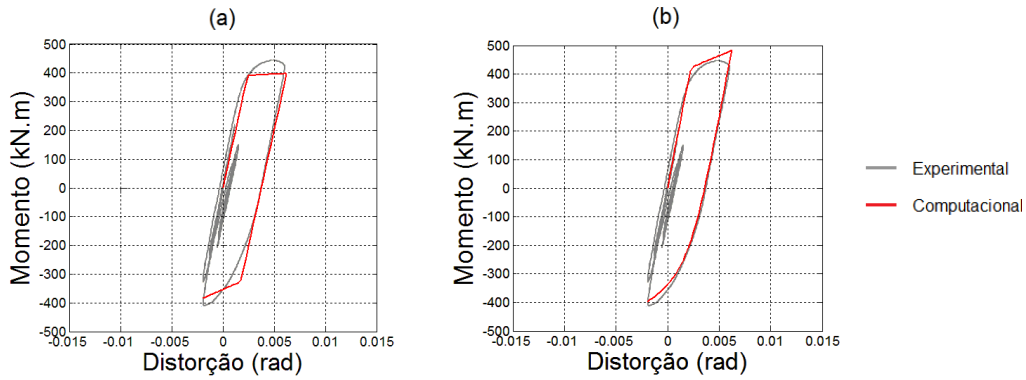


Figura 5.4: Relação momento-distorção da zona de painel interior do primeiro piso, em X/NS: (a) modelo computacional trilinear vs experimental; (b) modelo computacional bilinear com efeito *Bauschinger* vs experimental – *Takatori* 40%.

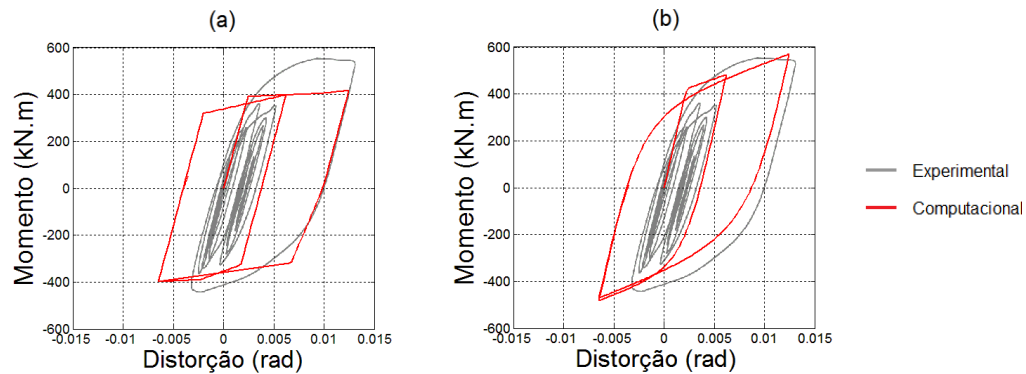


Figura 5.5: Relação momento-distorção da zona de painel interior do primeiro piso, em X/NS: (a) modelo computacional trilinear vs experimental; (b) modelo computacional bilinear com efeito *Bauschinger* vs experimental – *Takatori* 60%.

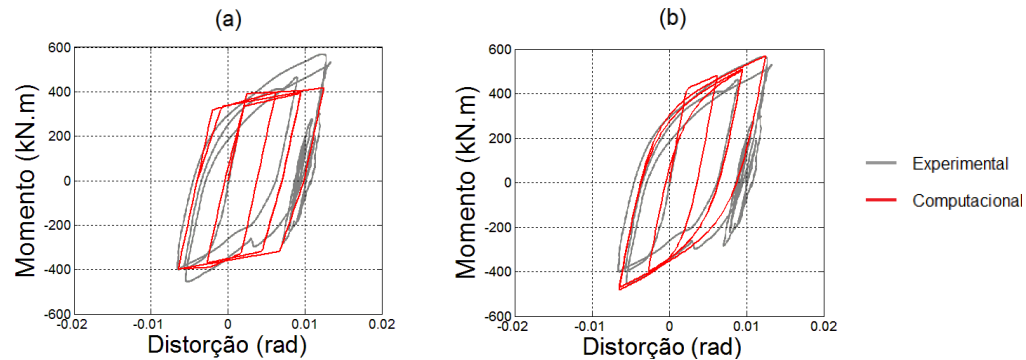


Figura 5.6: Relação momento-distorção da zona de painel interior do primeiro piso, em X/NS: (a) modelo computacional trilinear vs experimental; (b) modelo computacional bilinear com efeito *Bauschinger* vs experimental – *Takatori* 100%.

Os parâmetros do modelo trilinear determinado pelas equações de *Gupta e Krawinkler* [27], considerando a espessura da zona de painel igual ao dobro da espessura da secção do pilar, $t_p = 2 \cdot t_{\text{secção do pilar}}$, e $C_b = 0,01$, são apresentados na Tabela 5.16, para além desses parâmetros, definiu-se a rigidez de recarga com os fatores de *pinching* da deformação e força iguais a 0,2 e 0,8, respetivamente.

Tabela 5.16: Parâmetros do modelo trilinear da zona de painel.

| V_y (kN) | M_y (kN.m) | γ_y (rad) | K_e^v (kN) | V_p (kN) | M_p (kN.m) | γ_p (rad) | K_p^v (kN) | M_u (kN.m) | γ_u (rad) | K_u^v (kN) |
|---------------|-----------------|---------------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------------|-----------------|-----------------|---------------------|-----------------|
| 977,40 | 390,96 | 0,0024 | 403296,9 | 1010,38 | 404,15 | 0,0097 | 4537,1 | 779,47 | 0,2424 | 4033,0 |

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

O modelo bilinear com efeito *Bauschinger*, determinado na análise de sensibilidade, foi definido pelos parâmetros da Tabela 5.17, com a curva de transição definida computacionalmente, no *OpenSees*, pelos fatores $R0=20,0$, $cR1=0,925$ e $cR2=0,25$, e com deterioração da resistência, com um fator de $0,002$ ($\alpha1 = \alpha3 = -0,002$; $\alpha2 = \alpha4 = 1$).

Tabela 5.17: Parâmetros do modelo bilinear com efeito *Bauschinger* da zona de painel.

| M_y (kN.m) | K_e (MN.m) | C_b |
|--------------|--------------|-------|
| 422,0 | 190 | 0,080 |

Comparando os valores dos parâmetros dos dois modelos anteriores, Tabela 5.18, verificou-se que o momento de cedência do modelo trilinear tem uma diferença relativa em módulo de 7,4%, relativamente ao modelo determinado, enquanto a rigidez elástica e plástica de flexão, tiveram uma diferença relativa em módulo da de 14,3% e 88,1%, respetivamente.

Tabela 5.18: Comparação dos parâmetros do modelo bilinear com efeito *Bauschinger* com o modelo trilinear da zona de painel.

| Modelo | M_y (kN.m) | K_e (MN.m) | K_p (MN.m) |
|--|--------------|--------------|--------------|
| Bilinear com efeito <i>Bauschinger</i> | 422,00 | 190,00 | 15,20 |
| Trilinear | 390,96 | 162,90 | 1,81 |
| Diferença relativa em módulo(%) | 7,4 | 14,3 | 88,1 |

Na modelação do edifício considerou-se o comportamento determinado na análise de sensibilidade em todas as zonas de painel.

5.3.4. Paredes Exteriores

A modelação das paredes exteriores foi efetuada segundo o modelo de *Hashemi e Mosalam* (2007) e *Kadysiewski e Mosalam* (2009), apenas com comportamento axial, pois devido ao número de incógnitas relativas ao comportamento das paredes para fora do plano, não foi possível definir o modelo de fibras nessa direção.

A partir dos trabalhos de *Matsuoka et al.* [47] e de *Nam e Kasai* [51], definiu-se o comportamento da secção de fibras da parede por um material com domínio elástico, softening e resistência residual nula, com rigidez elástica igual a 8100kN/rad, esforço transversal resistente igual a 97kN, resistência residual nula para um *drift* entre pisos igual ou superior a 0,1rad. Para além disso, a rigidez de recarga foi definida pelos fatores de *pinching* da deformação e força iguais a 0,9 e 0,001, respetivamente, e considerou-se a degradação da rigidez de descarga com um fator de 0,05.

Através do trabalho de *Matsuoka et al.* [47], considerou-se que o colapso das paredes ocorria quando o *drift* entre pisos (d) atingisse os 0,080rad na direção Z/EW, e os 0,083rad na direção X/NS.

As principais propriedades das paredes exteriores são apresentadas na Tabela 5.19, e os parâmetros dos modelos das paredes foram calculadas segundo o Anexo C, considerando uma espessura equivalente de 140mm, e são apresentados no Anexo G.

Tabela 5.19: Propriedades das paredes exteriores.

| Direção | Piso | E_{iw} (MPa) | Q_{ce} (kN) | d (rad) |
|---------|-------------|----------------|---------------|-----------|
| X/NS | 1º | 175,071 | 97,0 | 0,083 |
| | 2º, 3º e 4º | 174,414 | 97,0 | |
| Z/EW | 1º | 151,890 | 97,0 | 0,080 |
| | 2º, 3º e 4º | 153,742 | 97,0 | |

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

5.3.5. Massas e Cargas

As massas e cargas foram determinadas a partir dos pesos por piso indicados na Tabela 5.5, considerando uma distribuição uniforme desses pesos nas lajes e calculando as reações por pilar.

As massas e forças foram aplicadas nas zonas de painel, no topo de cada pilar, e foram diferenciadas por zonas de canto e zonas interiores. As massas e forças aplicadas são indicadas na Tabela 5.20.

Tabela 5.20: Massas e forças aplicadas por piso.

| Piso | m_{canto} (ton) | F_{canto} (kN) | m_{interior} (ton) | F_{interior} (kN) |
|----------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Cobertura (5) | 6,035 | 59,20 | 20,117 | 197,35 |
| 4 | 4,554 | 44,67 | 15,179 | 148,91 |
| 3 | 4,520 | 44,34 | 15,068 | 147,82 |
| 2 | 4,535 | 44,49 | 15,115 | 148,28 |

O modelo computacional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, testado no *E-Defense*, é apresentado na Figura 5.7.

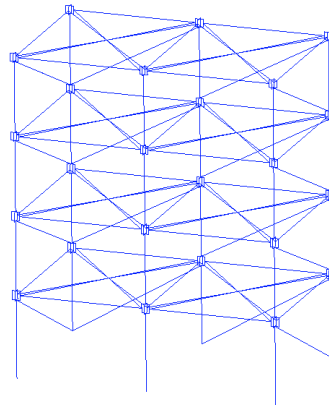


Figura 5.7: Modelo computacional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*.

5.4. Análise Modal

Realizou-se uma análise modal de forma a determinar-se os modos de vibração principais e os períodos do edifício de 4 pisos, modelado no *OpenSees*.

Os primeiros modos de vibração na direção X/NS e Z/EW são apresentados na Figura 5.8, onde o primeiro modo de vibração corresponde ao modo de vibração de translação do edifício na direção Z/EW, com um período (T) de 0,81s, e o segundo modo de vibração corresponde ao modo de vibração de translação do edifício na direção X/NS, com um período (T) de 0,76s.

Os períodos dos modos de vibração, obtidos computacionalmente através do *OpenSees*, foram comparados com os períodos obtidos experimentalmente, referidos em [40], através da determinação do erro relativo entre eles, e são apresentados na Tabela 5.21.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

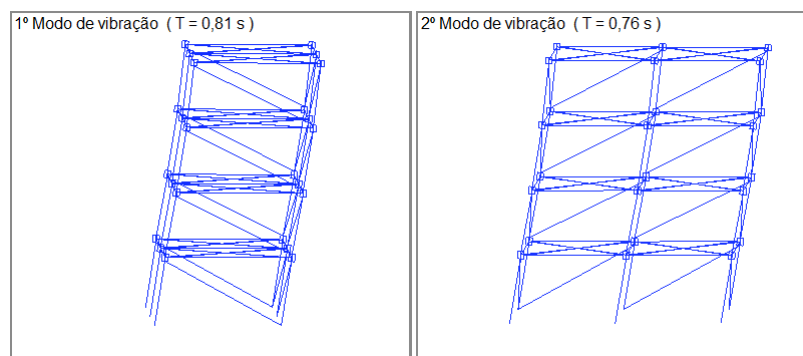


Figura 5.8: Primeiro e segundo modos de vibração.

Tabela 5.21: Comparação dos períodos do 1º e 2º modos de vibração.

| | Períodos (s) | |
|--------------------------|--------------|---------|
| | 1º Modo | 2º Modo |
| Experimental | 0,80 | 0,76 |
| Computacional | 0,81 | 0,76 |
| $\varepsilon_r(T_i)$ (%) | 1,3 | 0,0 |

Através dos resultados pode constatar-se que os períodos do primeiro e segundo modos de vibração, do modelo computacional do edifício de 4 pisos, estão bastante próximos dos períodos obtidos experimentalmente a partir do edifício real, visto que o período do primeiro tem um erro relativo de 1,3% e o segundo período tem erro relativo de 0,0%.

Os vetores próprios (dos deslocamentos horizontais modais dos pisos) do primeiro e segundo modos de vibração são apresentados na Tabela 5.22.

Tabela 5.22: Vetores próprios do 1º e 2º modo de vibração.

| Piso | ϕ (1º Modo Z/EW) (m) | ϕ (2º Modo X/NS) (m) |
|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| Cobertura (5) | 0,0939 | 0,0931 |
| 4 | 0,0764 | 0,0770 |
| 3 | 0,0523 | 0,0533 |
| 2 | 0,0256 | 0,0263 |
| 1 | 0 | 0 |

Para além dos modos de vibração fundamentais em cada direção, determinaram-se mais três modos de vibração, Figura 5.9, nomeadamente: o terceiro modo de vibração correspondente ao segundo modo de vibração na direção Z/EW, com um período de 0,26s; o quarto modo de vibração, que corresponde ao segundo modo de vibração na direção X/NS, com um período de 0,25s; o quinto modo de vibração correspondente ao modo de vibração de torção do edifício, com um período de 0,19s.

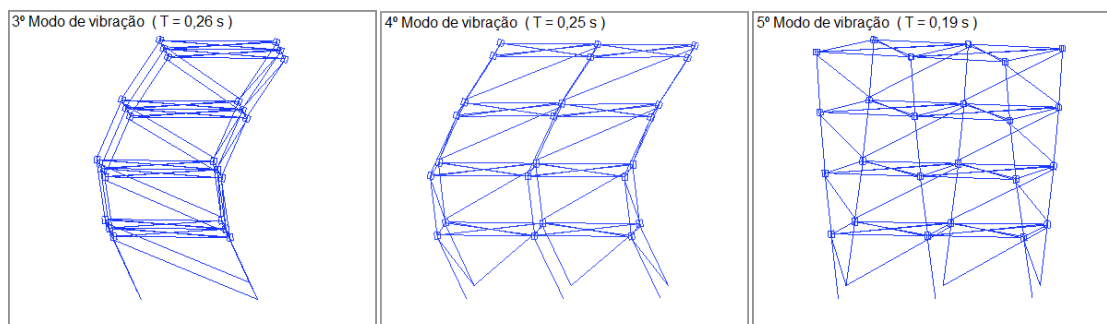


Figura 5.9: Terceiro, quarto e quinto modos de vibração.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

5.5. Análise Estática Não-Linear (*Pushover*)

As análises estáticas não-lineares realizaram-se nas duas direções horizontais, X/NS e Z/EW. Assim, calcularam-se as forças a aplicar, por piso, de acordo com a Equação (2.38), através das massas e deslocamentos modais normalizados relativamente ao deslocamento do último piso, apresentados na Tabela 5.23.

Tabela 5.23: Massas e deslocamentos modais de cada piso.

| Piso | Massa (ton) | ϕ (1º Modo Z/EW) (m) | ϕ normalizado (1º Modo Z/EW) (m) | ϕ (2º Modo X/NS) (m) | ϕ normalizado (2º Modo X/NS) (m) |
|----------------------|-------------|---------------------------|---------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| Cobertura (5) | 64,374 | 0,0939 | 1,0000 | 0,0931 | 1,0000 |
| 4 | 48,574 | 0,0764 | 0,8136 | 0,0770 | 0,8271 |
| 3 | 48,574 | 0,0523 | 0,5570 | 0,0533 | 0,5725 |
| 2 | 48,216 | 0,0256 | 0,2726 | 0,0263 | 0,2825 |
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Por fim, aplicaram-se as forças em cada piso e realizaram-se as análises *pushover* nas direções X/NS e Z/EW. Os resultados obtidos são apresentados nos próximos capítulos.

5.5.1. Pushover X/NS

A curva de capacidade, obtida na análise *pushover* em X/NS, é apresentada na Figura 5.10, podendo verificar-se que a força de corte basal máxima foi de 1265kN, para um deslocamento de 0,224m, enquanto o deslocamento máximo foi de 0,927m.

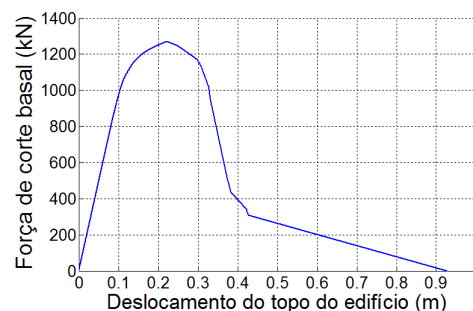


Figura 5.10: Curva de capacidade do modelo do edifício de 4 pisos, em X/NS.

Observando a deformada final do modelo do edifício de quatro pisos, Figura 5.11, pode-se constatar, que o colapso ocorre no primeiro piso, sendo normalmente designado por “*soft story collapse*”. Nessa figura também é possível verificar a ocorrência da rotura das paredes do primeiro piso em X/NS, pois essas não são representadas.

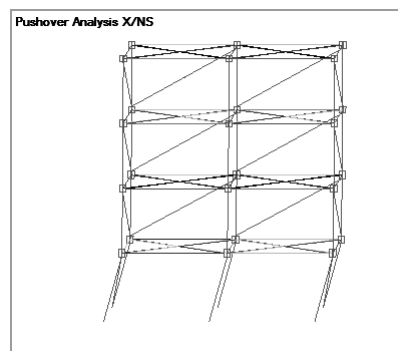


Figura 5.11: Deformada final do modelo do edifício de 4 pisos em X/NS.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

As zonas e os elementos, que cederam ao longo da análise *pushover*, são apresentados na Figura 5.12. Nessa figura, pode-se verificar a cedência de uma zona de painel de canto do segundo piso, do pórtico em $z=B$, e das zonas de painel interiores do segundo, terceiro e quarto pisos, nos dois planos da estrutura ($z=A$ e $z=B$). Os pilares do primeiro piso cederam na base e no topo (zonas críticas), o que levou a um *soft story collapse*. Para além dos pilares do primeiro piso, os pilares interiores do segundo piso plastificaram no topo. As extremidades exteriores das vigas do segundo, terceiro e quarto pisos cederam, ocorrendo também, a cedência das extremidades interiores de duas das vigas do quarto piso, no plano $z=A$, e uma viga desse piso no plano $z=B$. Para além dessas zonas, uma viga do terceiro piso, em $z=A$, cedeu na extremidade interior. Todas as paredes do primeiro, segundo e terceiro pisos cederam, tendo ocorrido a rotura das paredes do primeiro piso para um deslocamento do topo de 0,427m.

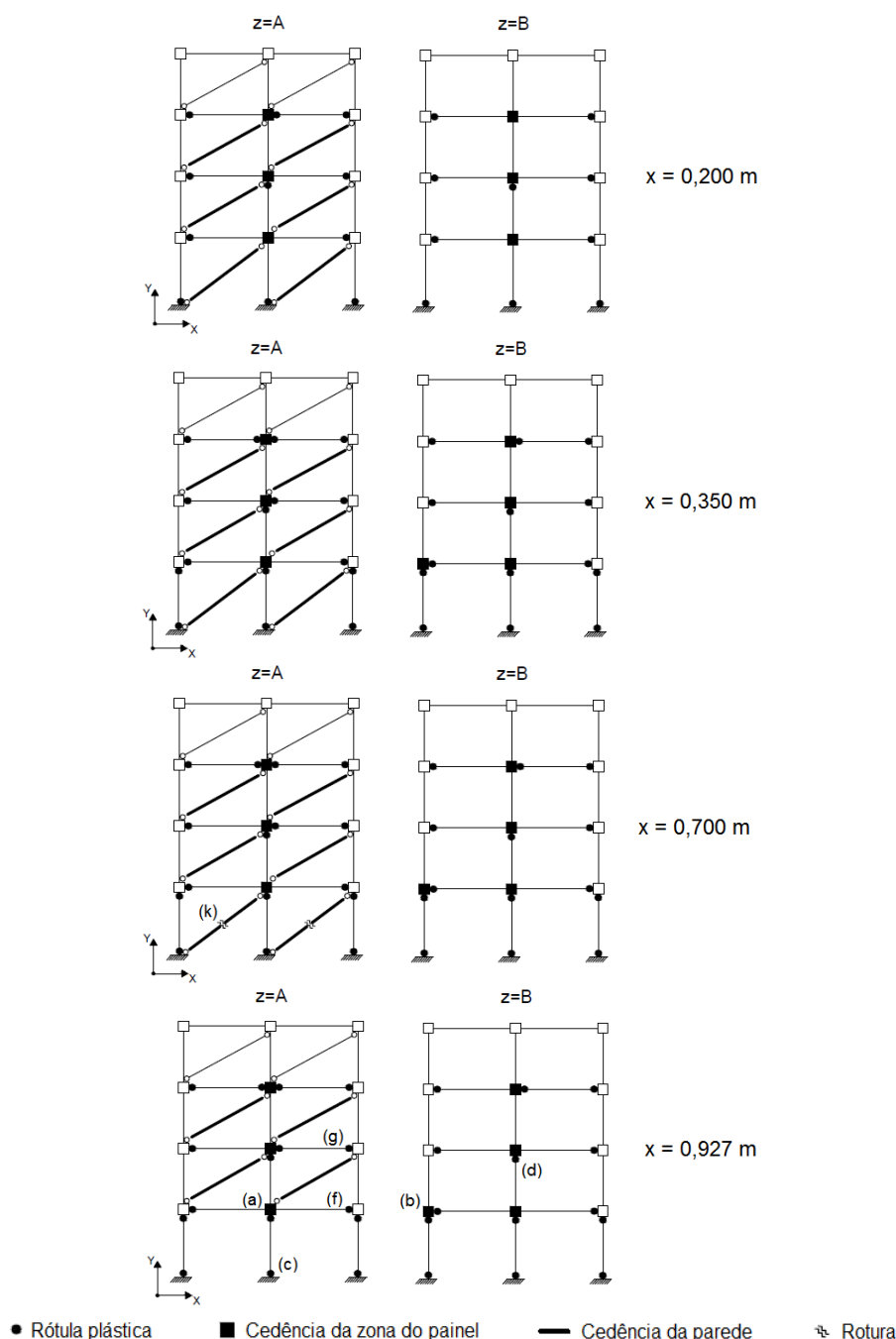


Figura 5.12: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – *pushover* X/NS.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

A seguir são apresentadas as relações esforço-deformação das principais zonas e elementos indicados na Figura 5.12, obtidas na análise computacional.

A relação momento-distorção das zonas de painel (a) e (b), são apresentadas na Figura 5.13 e Figura 5.14, respectivamente.

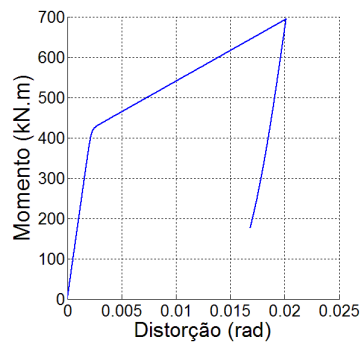


Figura 5.13: Relação momento-distorção da zona de painel (a) – *pushover* X/NS.

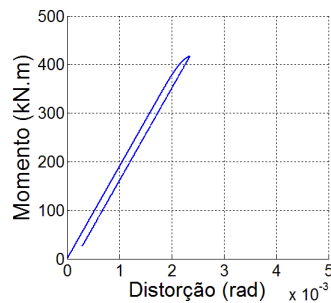


Figura 5.14: Relação momento-distorção da zona de painel (b) – *pushover* X/NS.

Na Figura 5.15 e Figura 5.16, é apresentada a relação momento-rotação na base do pilar interior do primeiro piso, e no topo do pilar interior do segundo piso, respectivamente.

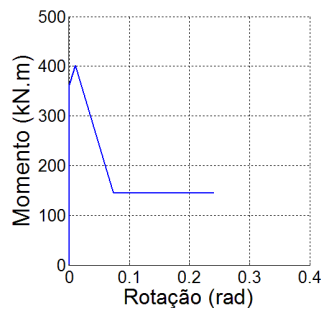


Figura 5.15: Relação momento-rotação na base do pilar interior do 1º piso (c) – *pushover* X/NS.

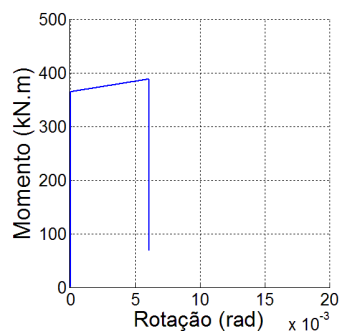


Figura 5.16: Relação momento-rotação no topo do pilar interior do 2º piso (d) – *pushover* X/NS.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

A relação momento-rotação das extremidades exteriores das vigas (f) H400 e (g) H396, são apresentadas na Figura 5.17 e Figura 5.18, respetivamente.

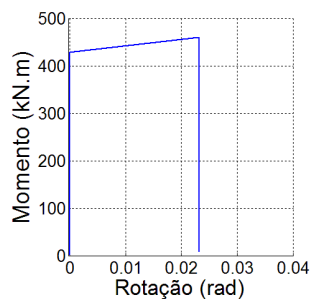


Figura 5.17: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H400 (f) – *pushover* X/NS.

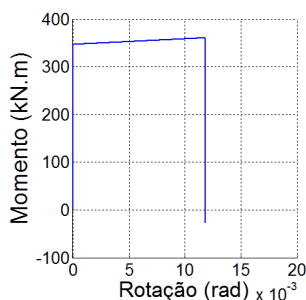


Figura 5.18: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H396 (g) – *pushover* X/NS.

A relação tensão-extensão de uma secção de fibras da parede do primeiro piso (k), é apresentada na Figura 5.19, verificando-se a cedência da parede para uma tensão de 1010kPa e extensão de 0,028, e a rotura para a tensão de 117,0kPa e extensão 1,4.

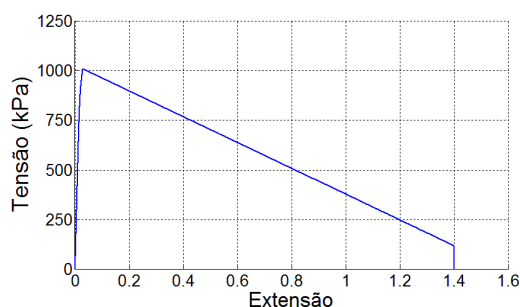


Figura 5.19: Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede do 1º piso (k) – *pushover* X/NS.

A força de corte basal na parede (k) *versus* o *drift* entre o 1º e o 2º piso é apresentada na Figura 5.20, constatando-se a cedência da parede para uma força de corte basal de 100,6kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,012rad, e a rotura para uma força de corte basal de 11,8kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,083rad.

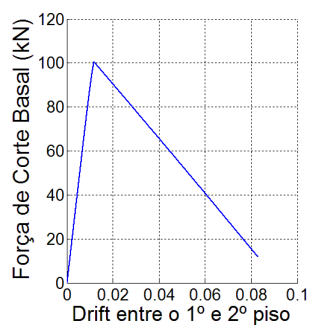


Figura 5.20: Força de corte basal na parede (k) vs Drift entre o 1º e 2º piso – *pushover* X/NS.

5.5.2. Pushover Z/EW

A curva de capacidade obtida na análise *pushover*, em Z/EW, é apresentada na Figura 5.21. Nessa figura pode-se observar, que a força de corte basal máxima foi de 1198kN, correspondente a um deslocamento de 0,222m, enquanto o deslocamento máximo obtido foi de 0,951m.

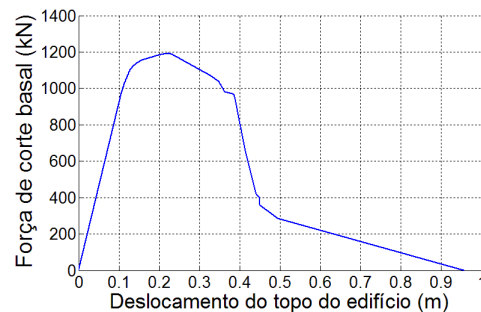


Figura 5.21: Curva de capacidade do edifício de 4 pisos, em Z/EW.

O colapso do edifício ocorreu no primeiro piso, por *soft story collapse*, como se pode observar através da deformada final do modelo do edifício de quatro pisos, apresentada na Figura 5.22. Nessa figura também é possível verificar a ocorrência da rotura das paredes do primeiro piso em Z/EW, pois essas não são representadas.

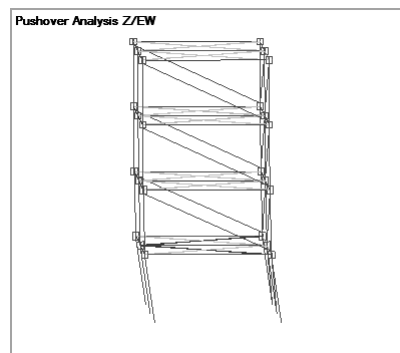


Figura 5.22: Deformada final do modelo do edifício de 4 pisos em Z/EW.

As zonas e os elementos que cederam ao longo da análise *pushover* são apresentados na Figura 5.23. Observando essa figura, constatou-se, que nenhuma zona de painel cedeu. Os pilares do primeiro piso cederam na base e no topo (zonas críticas), o que indica a ocorrência de um *soft story collapse*. Relativamente às vigas, verificou-se que as extremidades exteriores do segundo, terceiro e quarto pisos cederam. Todas as paredes do primeiro, segundo e terceiro pisos cederam, tendo ocorrido a rotura das paredes do primeiro piso para um deslocamento do topo de 0,445m.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

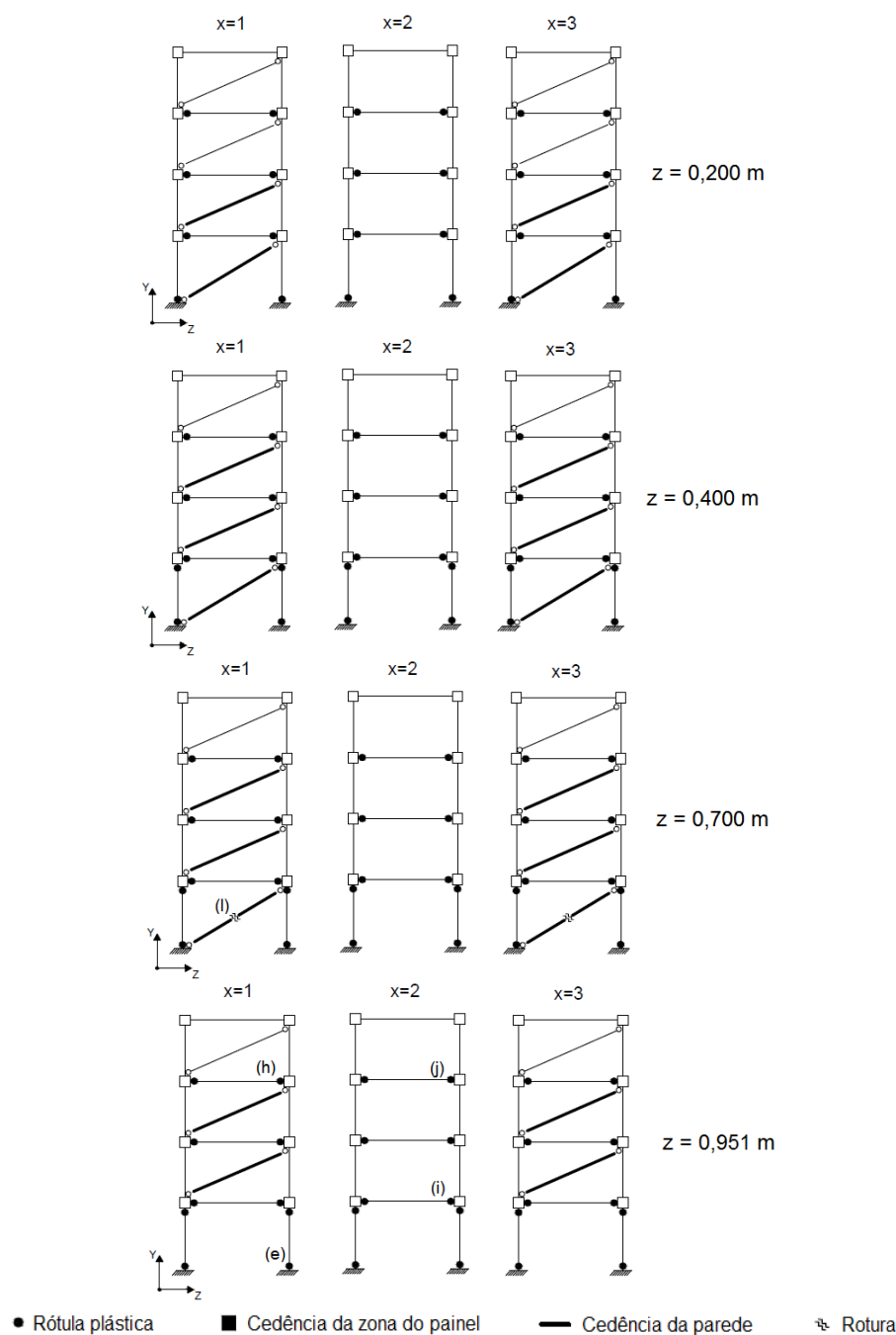


Figura 5.23: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – *pushover* Z/EW.

A seguir são apresentadas as figuras com as relações esforço-deformação obtidas na análise computacional, das principais zonas e elementos indicados na Figura 5.23.

A relação momento-rotação na base do pilar do primeiro piso é apresentada na Figura 5.24.

A relação momento-rotação das extremidades das vigas (h) H350, (i) H390 e (j) H340, são apresentadas na Figura 5.25, Figura 5.26 e Figura 5.27, respetivamente.

A relação tensão-extensão de uma secção de fibras da parede do primeiro piso (l), é apresentada na Figura 5.28. Nessa figura, pode-se verificar a cedência da parede para uma tensão de 828,1kPa e extensão de 0,017, e a rotura para a tensão de 152,0kPa e extensão de 1,088.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

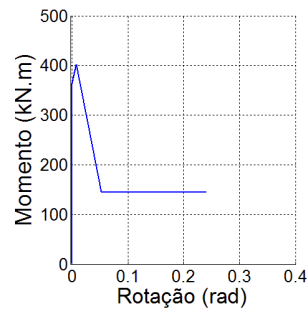


Figura 5.24: Relação momento-rotação do pilar do 1º piso na base (e) – *pushover* Z/EW.

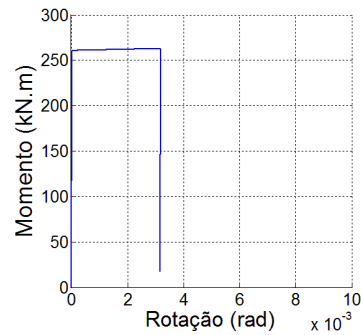


Figura 5.25: Relação momento-rotação da extremidade da viga H350 (h) – *pushover* Z/EW.

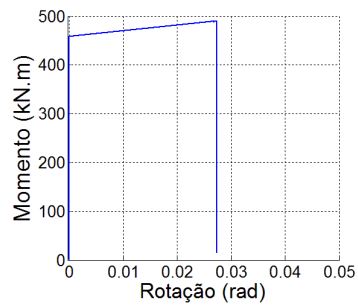


Figura 5.26: Relação momento-rotação da extremidade da viga H390 (i) – *pushover* Z/EW.

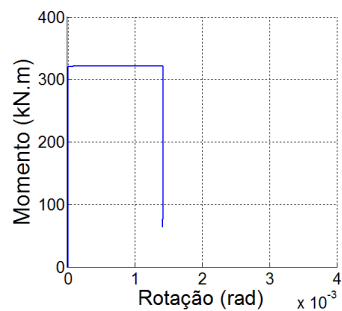


Figura 5.27: Relação momento-rotação da extremidade da viga H340 (j) – *pushover* Z/EW.

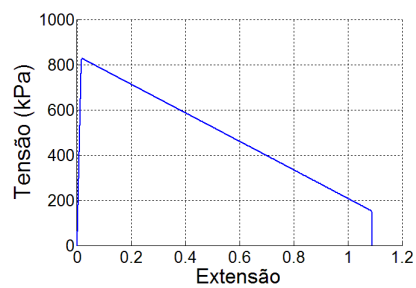


Figura 5.28: Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede do 1º piso (l) – *pushover* Z/EW.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

A força de corte basal na parede (I) *versus* o *drift* entre o 1º e o 2º piso é apresentada na Figura 5.20, constatando-se a cedência da parede para uma força de corte basal de 100,0kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,012rad, e a rotura para uma força de corte basal de 18,5kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,080rad.

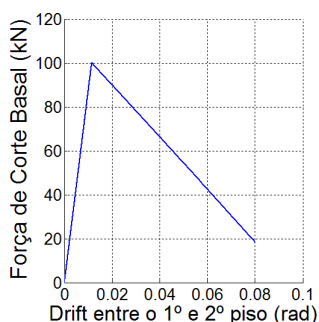


Figura 5.29: Força de corte basal na parede (I) vs Drift entre o 1º e 2º piso – *pushover* Z/EW.

5.6. Análise Dinâmica Não-Linear

A análise experimental, realizada na mesa sísmica do *E-Defense*, foi realizada sujeitando o edifício de quatro pisos a escalas de intensidade crescente do registo *JR Takatori* do sismo de *Kobe (1995)*, composto por três ações sísmicas em cada direção: X/NS, Z/EW e vertical. A análise experimental foi definida pela sequência de intensidades de 20, 40, 60 e 100% do sismo de *Kobe (1995)*.

A análise dinâmica não-linear, realizada computacionalmente, foi definida com base no ensaio experimental, e é caracterizada pela aplicação da sequência de intensidades de 40, 60 e 100% do sismo de *Kobe (1995)* registado na mesa sísmica do *E-Defense*. A intensidade de 20%, do sismo de *Kobe (1995)*, não foi considerada na análise computacional devido ao facto da estrutura ser excitada apenas no domínio elástico, diminuindo-se assim o tempo de análise.

As componentes da ação sísmicas aplicadas são apresentadas na Figura 5.30, Figura 5.31 e Figura 5.32. O PGA de cada componente é apresentado na Tabela 5.24 consoante a intensidade.

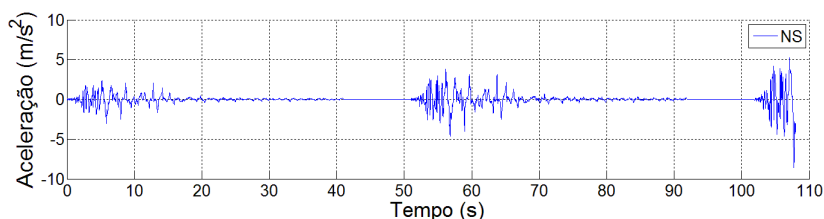


Figura 5.30: Sequência de intensidades, 40, 60 e 100%, da componente X/NS da ação sísmica.

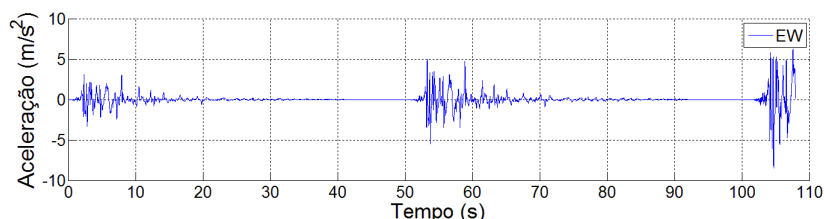


Figura 5.31: Sequência de intensidades, 40, 60 e 100%, da componente Z/EW da ação sísmica.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

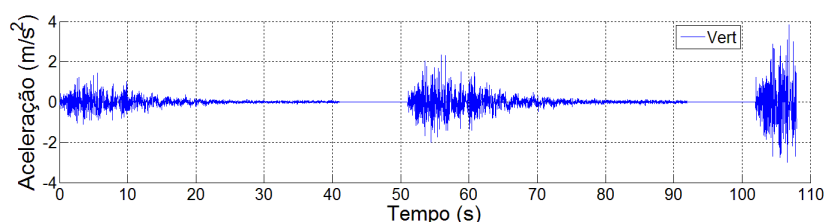


Figura 5.32: Sequência de intensidades, 40, 60 e 100%, da componente vertical da ação sísmica.

Tabela 5.24: PGA para cada intensidade das componentes da ação sísmica.

| Componente | X / NS | Z / EW | Vertical |
|-------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Intensidade | PGA (m/s ²) | PGA (m/s ²) | PGA (m/s ²) |
| 40 % | 3,028 | 3,327 | 1,429 |
| 60 % | 4,658 | 5,451 | 2,348 |
| 100 % | 8,566 | 8,492 | 3,848 |

A análise dinâmica não-linear foi efetuada no *OpenSees* através do método de *Newmark*, com $\gamma = \frac{1}{2}$ e $\beta = \frac{1}{4}$, com um passo de cálculo máximo igual a 0,0001s, e um teste de convergência baseado na energia, com uma tolerância de $1,0 \times 10^{-8}$ kN.m.

O tempo de processamento da análise foi de aproximadamente 30 horas (108000s) (com um CPU de 2 processadores de 64 bits (4 *threads*) a 2,26 GHz – 2,53 GHz (turbo), cada).

O coeficiente de amortecimento utilizado nas análises foi de 2%, considerando o amortecimento de *Rayleigh* (proporcional à massa e à rigidez inicial), através do primeiro e segundo modos de vibração.

5.6.1. Takatori 40%

Neste capítulo são apresentados os resultados relativos ao sismo de *Kobe* (1995), registado em *Takatori*, com a intensidade de 40%, designadamente os seguintes: as zonas e os elementos que cederam durante essa ação, Figura 5.33, nas direções X/NS e Z/EW.

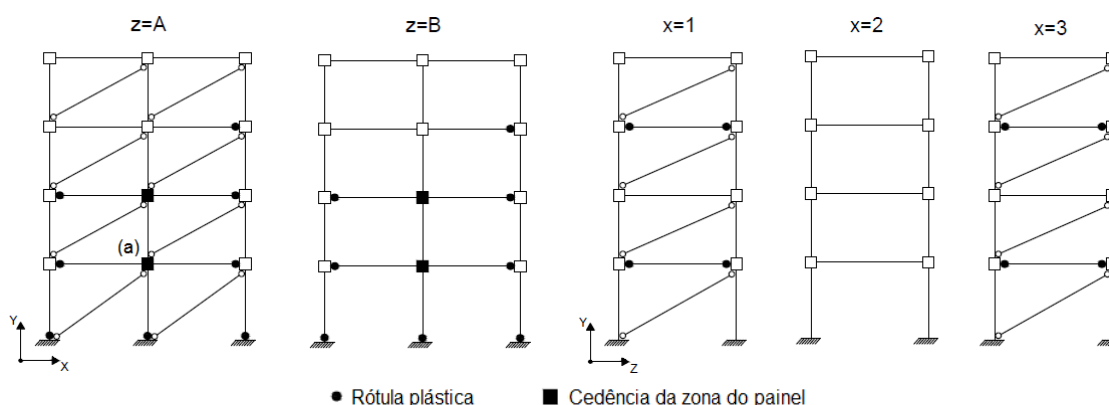


Figura 5.33: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – *Takatori* 40%.

Na Figura 5.33, na direção X/NS, pode-se constatar a cedência da base dos pilares do primeiro piso, a cedência das extremidades exteriores das vigas e das zonas de painel interiores do segundo e terceiro piso. Para além dessas zonas, ocorre a cedência da extremidade exterior da viga do quarto piso ($x=3$) na direção X/NS. Na direção Z/EW, observou-se a cedência das extremidades de algumas vigas, nomeadamente, as vigas do primeiro piso.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

segundo e quarto piso dos pórticos exteriores, enquanto no pórtico interior ($x=2$) não ocorreu cedência de qualquer elemento.

Na Figura 5.34 é apresentada a relação momento-distorção da zona de painel interior do segundo piso, na direção X/NS, verificada experimentalmente *versus* a obtida na análise computacional. Nessa figura, pode-se observar, que o modelo computacional tem um comportamento semelhante ao experimental.

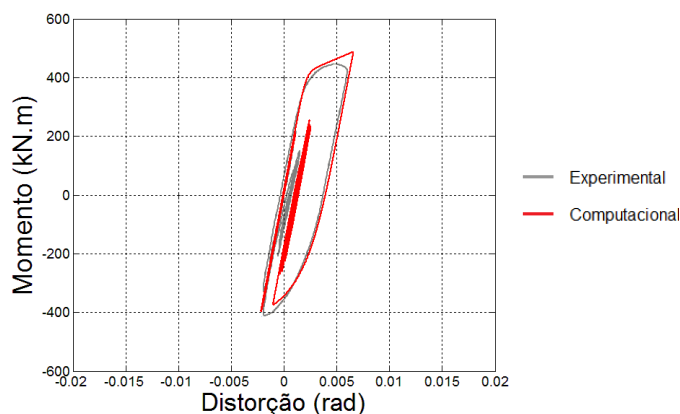


Figura 5.34: Relação momento-distorção da zona de painel (a) computacional vs experimental – *Takatori 40%*.

A relação entre a força de corte basal (absoluta) e o *drift* entre o primeiro e o segundo piso, nas duas direções horizontais, do modelo computacional, foi comparada com a obtida experimentalmente, verificando-se que o modelo computacional tem um comportamento próximo do experimental, havendo uma maior diferença nos ciclos de maior deformação pois têm um declive superior ao registado experimentalmente, Figura 5.35.

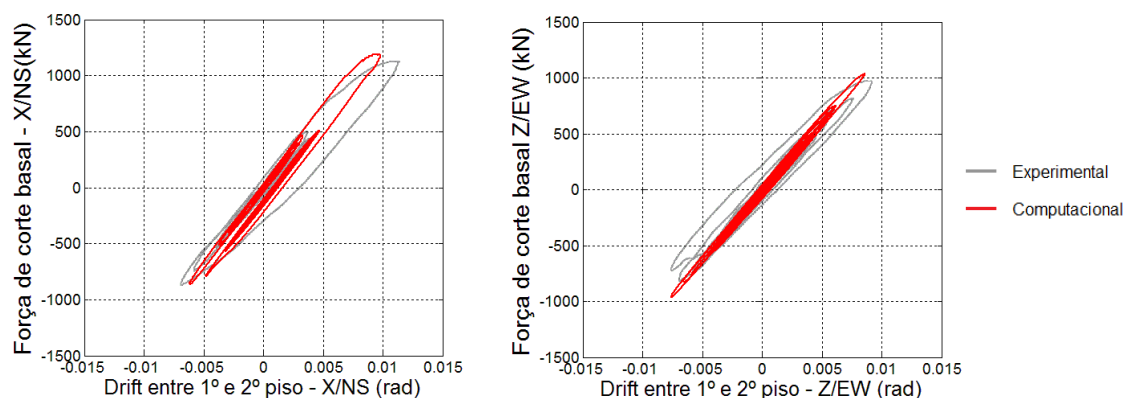


Figura 5.35: Relação força de corte basal – *drift* entre o 1º e 2º piso nas direções X/NS e Z/EW – *Takatori 40%*.

A força de corte basal máxima foi 1192kN na direção X/NS e 1040kN na direção Z/EW. Experimentalmente, a força de corte basal máxima foi aproximadamente 1140kN, na direção X/NS, e 990kN, na direção Z/EW, o que indica uma percentagem de erro relativo nos resultados computacionais de 4,7% e 5,1% em X/NS e Z/EW, respetivamente. O *drift* máximo entre o primeiro e o segundo piso foi aproximadamente 0,0098rad na direção X/NS e 0,0086rad na direção Z/EW, enquanto experimentalmente foi aproximadamente 0,0114rad e 0,0092rad, em X/NS e Z/EW, respetivamente. Assim, os erros relativos dos *drifts* entre o primeiro e o segundo piso são de 14,0% na direção X/NS e 6,5% na direção Z/EW.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

5.6.2. Takatori 60%

Os resultados máximos dos principais parâmetros, de cada piso, obtidos na intensidade de 60% do sismo registado em *Takatori* são apresentados neste capítulo.

Na Figura 5.36 são apresentados os deslocamentos máximos de cada piso nas duas direções horizontais verificados experimentalmente, comparativamente aos obtidos computacionalmente, podendo assim constatar-se, que são semelhantes.

Os erros relativos dos deslocamentos máximos são apresentados na Tabela 5.25, onde se pode verificar, que foram inferiores a 5% na direção X/NS, e na direção Z/NS foram inferiores a 7%.

A média dos erros relativos, dos deslocamentos máximos, é de 3,1% na direção X/NS, e de 5,0% na direção Z/EW.

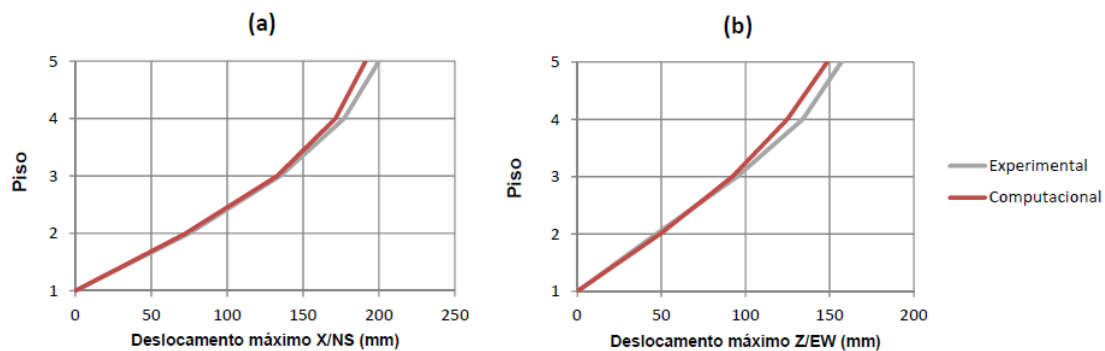


Figura 5.36: Deslocamentos máximos experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW.

Tabela 5.25: Erros relativos dos deslocamentos máximos.

| Resultado | Piso | $u_{\text{máx}} \text{ (X/NS)}$ (mm) | ε_r (%) | $u_{\text{máx}} \text{ (Z/EW)}$ (mm) | ε_r (%) |
|---------------|------|---|---------------------|---|---------------------|
| Experimental | 1 | 0 | - | 0 | - |
| | 2 | 75 | - | 47 | - |
| | 3 | 135 | - | 95 | - |
| | 4 | 177 | - | 134 | - |
| | 5 | 200 | - | 157 | - |
| Computacional | 1 | 0 | (0,0) | 0 | (0,0) |
| | 2 | 73 | 3,3 | 49 | 4,9 |
| | 3 | 133 | 1,5 | 92 | 3,1 |
| | 4 | 171 | 3,1 | 125 | 6,8 |
| | 5 | 191 | 4,4 | 149 | 5,3 |

Os *drifts* máximos entre pisos, experimentais *versus* computacionais, são apresentados na Figura 5.37, e os erros relativos, na Tabela 5.26.

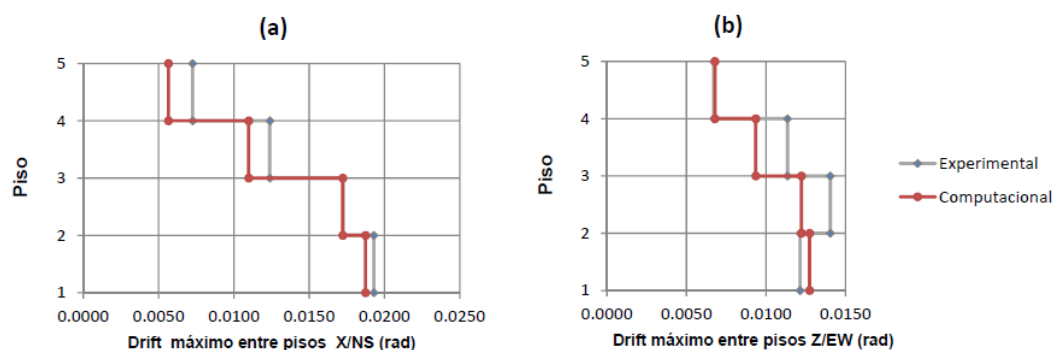


Figura 5.37: *Drifts* máximos entre pisos, experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Tabela 5.26: Erros relativos dos *drifts* máximos entre pisos.

| Resultado | Pisos | Drift máximo entre pisos (X/NS) (rad) | ε_r (%) | Drift máximo entre pisos (Z/EW) (rad) | ε_r (%) |
|---------------|-------|---------------------------------------|---------------------|---------------------------------------|---------------------|
| Experimental | 1-2 | 0,0193 | - | 0,0121 | - |
| | 2-3 | 0,0173 | - | 0,0140 | - |
| | 3-4 | 0,0124 | - | 0,0113 | - |
| | 4-5 | 0,0073 | - | 0,0067 | - |
| Computacional | 1-2 | 0,0187 | 3,0 | 0,0127 | 4,8 |
| | 2-3 | 0,0173 | 0,2 | 0,0122 | 13,1 |
| | 3-4 | 0,0110 | 11,4 | 0,0094 | 17,2 |
| | 4-5 | 0,0056 | 22,4 | 0,0068 | 0,9 |

Através da análise dos resultados dos *drifts* máximos entre pisos, pode-se constatar que têm uma percentagem de erro relativo maior que os verificados nos deslocamentos, sendo inferiores a 22,5% em X/NS, e inferior a 17,5% em Z/EW.

O erro relativo médio dos *drifts* máximos entre pisos é de 9,3% em X/NS e 9,0% em Z/EW.

Em seguida, na Figura 5.38, são apresentados os *drifts* entre o primeiro e segundo pisos, nas duas direções horizontais, ao longo do tempo, do modelo computacional comparativamente ao resultado experimental e ao modelo computacional de *Nam e Kasai* [51]. *Nam e Kasai* [51] modelaram tridimensionalmente o edifício de quatro pisos em aço testado no *E-Defense*, através de modelos de plasticidade semi-concentrada, considerando as zonas não-lineares definidas por secções de fibras, com zonas de painel, paredes exteriores modeladas por um elemento diagonal de treliça cada, e consideraram também a deformação da ligação dos pilares à mesa sísmica. Na Figura 5.38, pode-se observar, que o comportamento do modelo computacional é semelhante ao experimental até, aproximadamente, 6,5s na direção X/NS e 6,9s na direção Z/EW. A partir desses instantes ocorre a plastificação do modelo computacional nas duas direções horizontais (ao nível do primeiro piso), verificando-se uma deformação residual superior à experimental nos instantes seguintes.

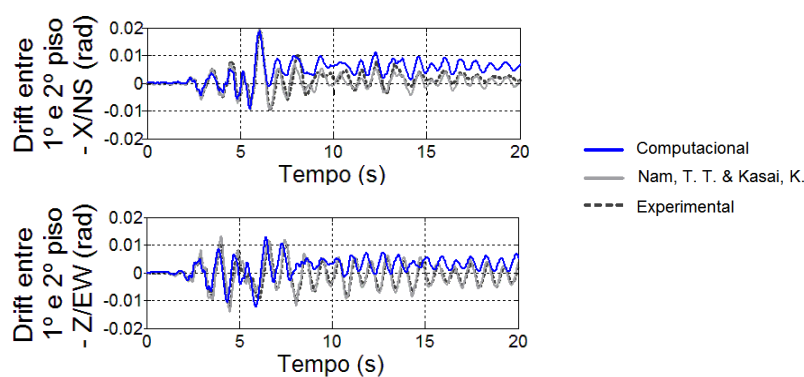


Figura 5.38: *Drift* entre o 1º e 2º pisos ao longo do tempo nas direções X/NS e Z/EW – *Takatori* 60% (adaptado [51]).

Na Figura 5.39 é apresentado o *drift* entre o primeiro e o segundo pisos na direção X/NS, relativamente ao *drift* entre o primeiro e segundo pisos na direção Z/EW, do modelo computacional comparativamente ao resultado experimental e ao modelo computacional de *Nam e Kasai* [51]. Observando-se a figura, verificou-se a plastificação do modelo computacional nas duas direções horizontais, podendo observar-se uma deformação residual maior do que a verificada experimentalmente.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

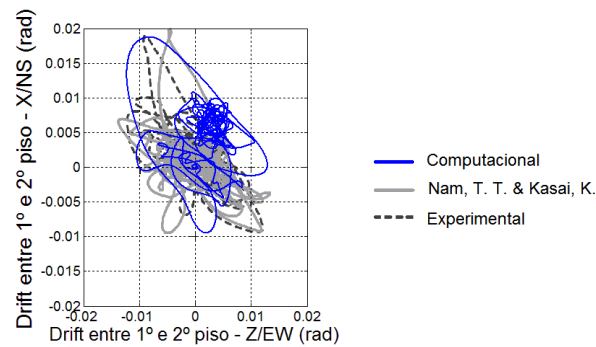


Figura 5.39: *Drift* entre o 1º e 2º pisos na direção X/NS vs *Drift* entre o 1º e 2º pisos na direção Z/EW. – Takatori 60% (adaptado [51]).

As acelerações absolutas máximas dos pisos nas duas direções horizontais são representadas na Figura 5.40, onde se pode observar, que os resultados obtidos com o modelo computacional estão perto dos resultados experimentais.

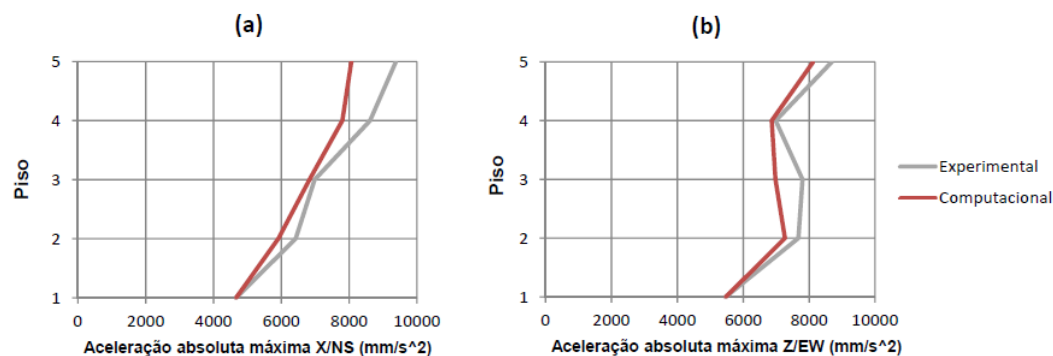


Figura 5.40: Acelerações absolutas máximas experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW.

Os erros relativos das acelerações máximas, apresentados na Tabela 5.27, são menores que 14% na direção X/NS, correspondendo a um erro médio de 8,3%, e são menores do que 11% na direção Z/EW, sendo em média de 6,2%.

Tabela 5.27: Erros relativos das acelerações máximas.

| Resultado | Piso | $a_{\text{máx}} \text{ (X/NS)}$ (mm/s ²) | ε_r (%) | $a_{\text{máx}} \text{ (Z/EW)}$ (mm/s ²) | ε_r (%) |
|---------------|------|---|---------------------|---|---------------------|
| Experimental | 1 | 4663 | - | 5469 | - |
| | 2 | 6421 | - | 7672 | - |
| | 3 | 6982 | - | 7797 | - |
| | 4 | 8618 | - | 6984 | - |
| | 5 | 9382 | - | 8687 | - |
| Computacional | 1 | 4663 | (0,0) | 5469 | (0,0) |
| | 2 | 5928 | 7,7 | 7267 | 5,3 |
| | 3 | 6811 | 2,5 | 6976 | 10,5 |
| | 4 | 7832 | 9,1 | 6820 | 2,3 |
| | 5 | 8088 | 13,8 | 8122 | 6,5 |

A partir das acelerações determinaram-se as forças de corte máximas em cada piso, verificando-se, que os resultados obtidos através do modelo computacional estão próximos dos valores registados experimentalmente, como se pode observar na Figura 5.41.

Através dos resultados obtidos, determinaram-se os erros relativos das forças de corte máximas, Tabela 5.28, onde se verifica, que os erros relativos são menores do que 14,5%

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

na direção X/NS e menores do que 32,5% na direção Z/EW. Os valores médios dos erros relativos, em cada direção, são 8,2% em X/NS e 12,6% em Z/EW.

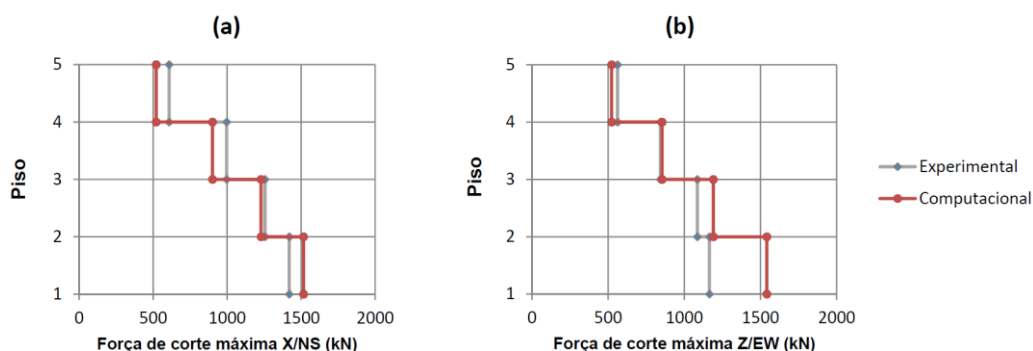


Figura 5.41: Forças de corte máximas experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW.

Tabela 5.28: Erros relativos das forças de corte máximas.

| Resultado | Pisos | Força de corte máxima (X/NS) (kN) | ε_r (%) | Força de corte máxima (Z/EW) (rad) | ε_r (%) |
|---------------|-------|-----------------------------------|---------------------|------------------------------------|---------------------|
| Experimental | 1-2 | 1420 | - | 1165 | - |
| | 2-3 | 1256 | - | 1086 | - |
| | 3-4 | 997 | - | 843 | - |
| | 4-5 | 608 | - | 562 | - |
| Computacional | 1-2 | 1516 | 6,8 | 1542 | 32,4 |
| | 2-3 | 1229 | 2,1 | 1190 | 9,6 |
| | 3-4 | 901 | 9,6 | 854 | 1,3 |
| | 4-5 | 521 | 14,4 | 523 | 7,0 |

Na Figura 5.42 é representada a relação força de corte basal – *drift* entre o primeiro e o segundo pisos nas duas direções horizontais, X/NS e Z/EW, onde se pode verificar, que o modelo computacional tem um comportamento próximo do verificado experimentalmente.

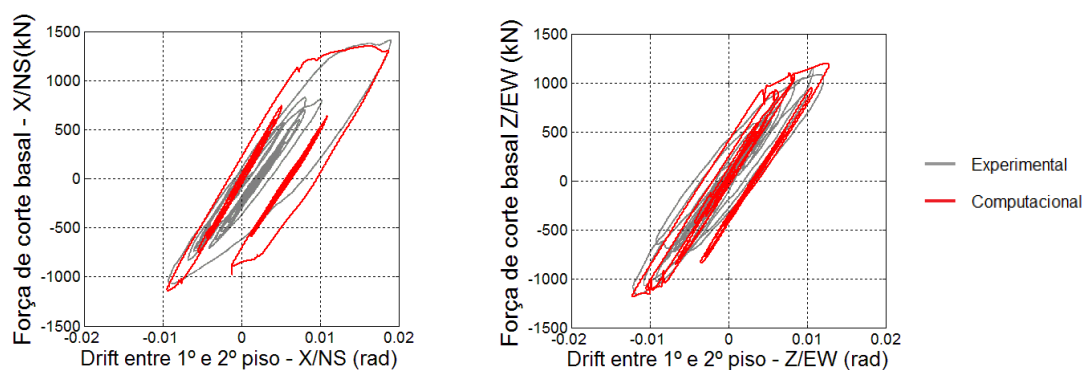


Figura 5.42: Relação força de corte basal – *drift* entre o 1º e 2º pisos nas direções X/NS e Z/EW – *Takatori* 60%.

Em seguida, são apresentados os *overturning moments* (OTM) máximos para cada piso obtidos experimentalmente, comparativamente aos resultados do modelo computacional, Figura 5.43, podendo constatar-se, que o modelo computacional teve resultados semelhantes aos experimentais.

Na Tabela 5.29 são indicados os erros relativos dos *overturning moments* máximos, onde se verifica, que os erros relativos máximos são inferiores a 14,0% na direção X/NS, e inferiores a 15,5% na direção Z/EW. Os erros relativos dos *overturning moments* máximos são, em média, de 10,2% em X/NS e de 3,9% em Z/EW.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

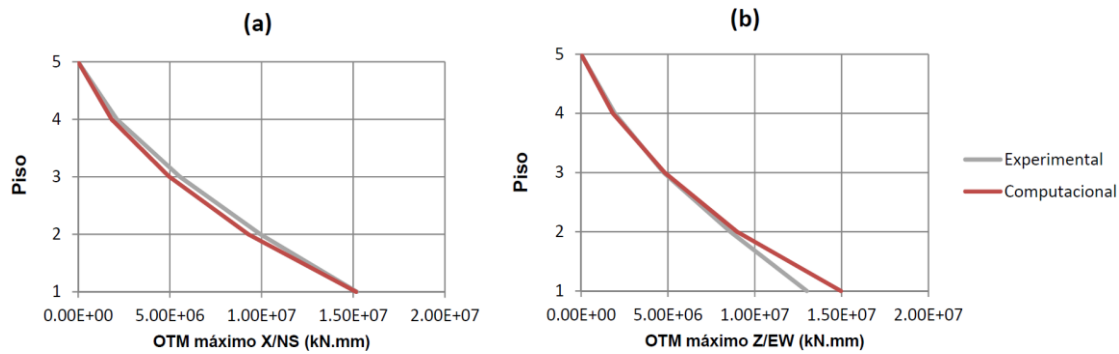


Figura 5.43: *Overturning moments* máximos experimentais vs computacionais a) X/NS b) Z/EW.

Tabela 5.29: Erros relativos dos *overturning moments* máximos.

| Resultado | Piso | OTM máx (X/NS) (kN.mm) | ε_r (%) | OTM máx (Z/EW) (kN.mm) | ε_r (%) |
|---------------|------|---------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------|
| Experimental | 1 | 1,52E+07 | - | 1,30E+07 | - |
| | 2 | 9,94E+06 | - | 8,60E+06 | - |
| | 3 | 5,55E+06 | - | 4,75E+06 | - |
| | 4 | 2,11E+06 | - | 1,94E+06 | - |
| | 5 | 0 | - | 0 | - |
| Computacional | 1 | 1,52E+07 | 0,3 | 1,50E+07 | 15,1 |
| | 2 | 9,28E+06 | 6,7 | 8,99E+06 | 4,5 |
| | 3 | 4,98E+06 | 10,3 | 4,82E+06 | 1,5 |
| | 4 | 1,82E+06 | 13,6 | 1,83E+06 | 5,7 |
| | 5 | 0 | (0,0) | 0 | (0,0) |

Na Figura 5.44, são apresentadas as zonas e elementos que cederam. Nessa figura, pode-se observar a ocorrência da cedência da base dos pilares do primeiro piso, nas duas direções. Na direção X/NS as extremidades exteriores das vigas e as zonas de painel interiores, do segundo e terceiro pisos plastificaram, ocorrendo também a cedência do topo do pilar interior do segundo piso. Para além disso, verificou-se a cedência da zona de painel interior do quarto piso, no pórtico do plano em $z=B$, nessa direção. Na direção Z/EW observou-se a cedência das extremidades das vigas do segundo, terceiro e quarto pisos dos pórticos exteriores, enquanto que, no pórtico interior, apenas plastificaram as extremidades das vigas dos pisos dois e três. Para além dos elementos estruturais, verificou-se também a cedência das paredes exteriores dos dois primeiros pisos, em ambas as direções.

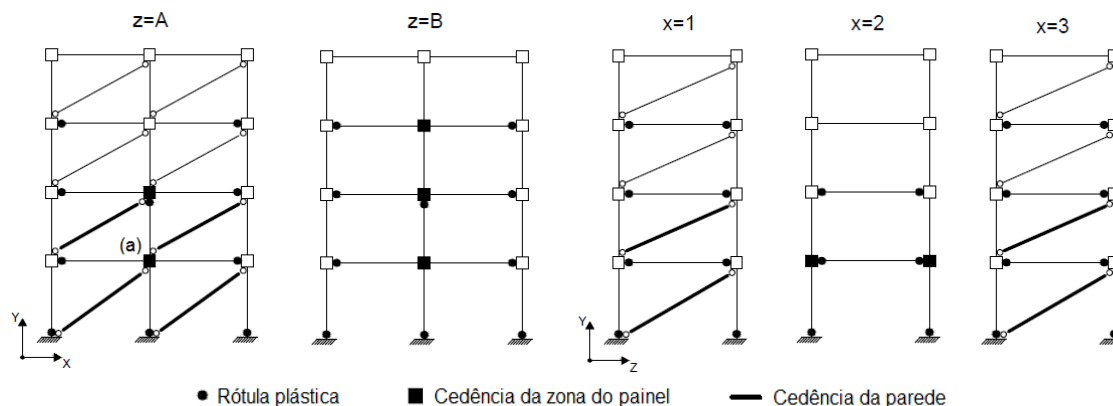


Figura 5.44: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – *Takatori* 60%.

Na Figura 5.45, é apresentada a relação momento-distorção computacional *versus* experimental, da zona de painel interior do segundo piso, na direção X/NS. Através dessa

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

figura, pode-se observar, que o modelo computacional tem um comportamento próximo ao experimental.

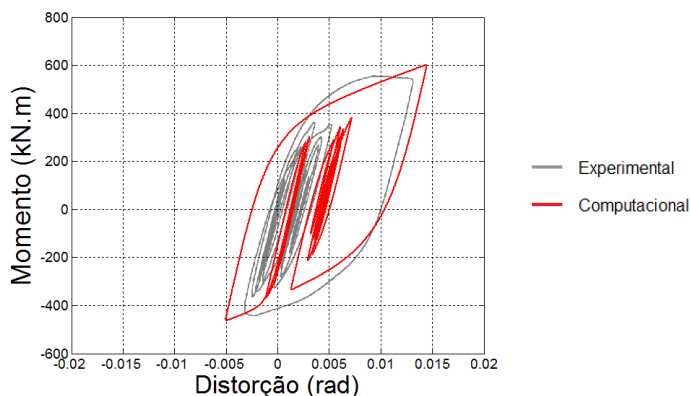


Figura 5.45: Relação momento-distorção da zona de painel (a) computacional vs experimental – Takatori 60%.

5.6.3. Takatori 100%

Os principais resultados obtidos na análise sísmica do modelo computacional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, realizada com a intensidade de 100% do sismo de *Kobe* registrado em *Takatori*, são apresentados neste capítulo.

A intensidade de 100% do sismo de *Takatori* levou a estrutura ao colapso no primeiro piso, designado de *soft story collapse*. De forma a determinar-se o instante em que ocorreu o colapso, este foi considerado para um *drift* entre o primeiro e segundo piso de 13% [16], e ocorreu computacionalmente no instante de 6,49s, superior ao tempo registrado na análise experimental de 6,22s. Isto representa um erro relativo, na previsão do instante de colapso, de 4,3%.

Os *drifts* entre o primeiro e o segundo piso, na direção X/NS e Z/EW, ao longo do tempo, são representados na Figura 5.46. Nessa figura, pode-se constatar, que o modelo computacional tem um comportamento próximo do verificado experimentalmente em X/NS, verificando-se também, que o colapso ocorreu nessa direção. Na direção Z/EW o resultado computacional está próximo do experimental até ao instante aproximado de 5,5s. A partir desse instante, o modelo computacional tem um *drift* bastante inferior ao verificado a nível experimental.

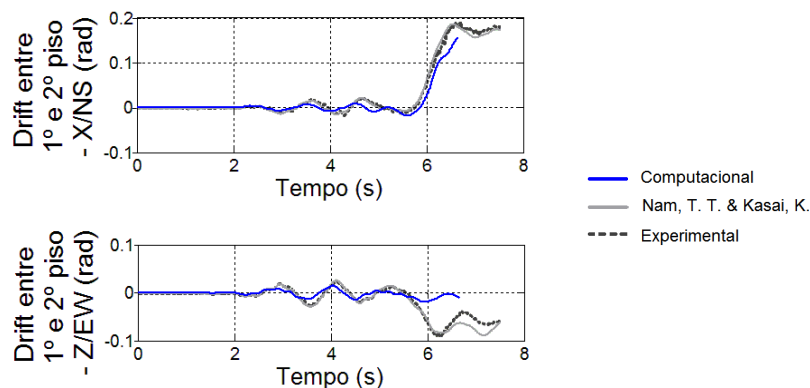


Figura 5.46: Drift entre o 1º e 2º pisos ao longo do tempo nas direções X/NS e Z/EW – Takatori 100% [51].

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Na Figura 5.47, também é possível verificar a diferença considerável entre o resultado experimental e o computacional do *drift* entre o primeiro e o segundo piso na direção Z/EW.

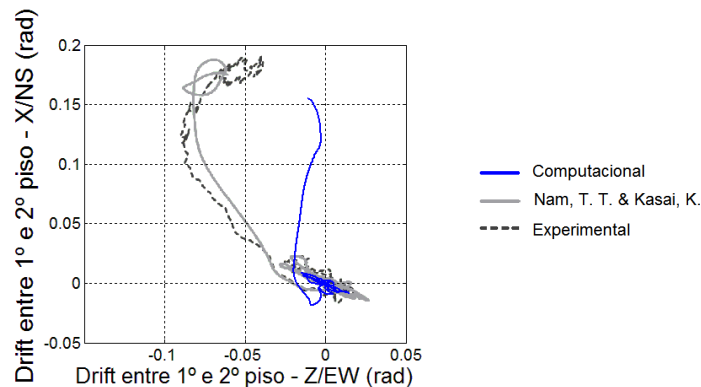


Figura 5.47: *Drift* entre o 1º e 2º piso na direção X/NS vs *Drift* entre o 1º e 2º piso na direção Z/EW – Takatori 100% [51].

As possíveis causas da diferença do *drift* entre o primeiro e segundo pisos, na direção Z/EW, entre os resultados computacionais e os experimentais, são abordadas mais à frente neste trabalho com a análise dos esforços e deformações dos elementos.

A relação entre a força de corte basal absoluta e o *drift*, entre o primeiro e o segundo piso, nas duas direções horizontais, obtidas na análise experimental e computacional, são apresentadas na Figura 5.48. A força de corte basal máxima absoluta, na direção X/NS, obtida computacionalmente foi de 1740kN, enquanto, experimentalmente, foi aproximadamente de 1218kN. Assim, o resultado obtido na análise computacional teve um erro relativo de 42,8%. Na direção Z/EW a força de corte basal máxima absoluta, em módulo, do modelo computacional foi 1261kN, e na análise experimental foi aproximadamente de 1360kN, correspondendo a um erro relativo de 7,3%.

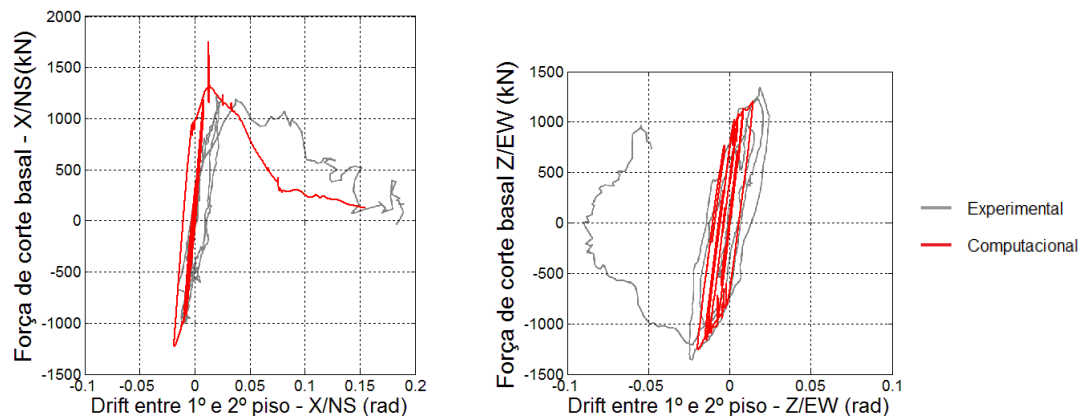


Figura 5.48: Relação força de corte basal (absoluta) – *drift* entre o 1º e 2º pisos nas direções X/NS e Z/EW – Takatori 100%.

Na Figura 5.49, pode-se observar a relação força de corte basal (efetiva e absoluta) - *drift* entre o primeiro e o segundo piso, nas direção X/NS e Z/EW, sendo possível verificar a diferença entre as forças de corte basal absolutas e efetivas, obtidas computacionalmente. Esta diferença, caracterizada pelas forças de corte basal absolutas terem picos superiores às efetivas, deve-se às forças de amortecimento geradas devido ao comportamento dinâmico da estrutura. A força de corte basal máxima (efetiva), na direção X/NS, foi de 1265kN, e na direção Z/EW foi, em módulo, de 1249kN.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

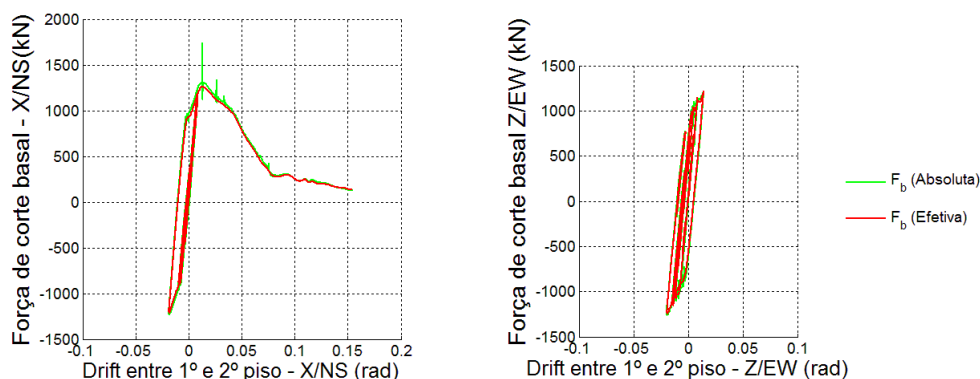


Figura 5.49: Relação força de corte basal – *drift* entre o 1º e 2º piso nas direções X/NS e Z/EW – *Takatori* 100%.

As zonas e elementos que cederam, desde o início da análise dinâmica não-linear, são apresentados na Figura 5.50. Na direção X/NS, verificou-se a cedência de todas as zonas de painel interiores do segundo, terceiro e quarto pisos. Os pilares do primeiro piso, em X/NS, cederam na base e no topo (zonas críticas), o que levou a um *soft story collapse* nessa direção. Para além dos pilares do primeiro piso, os pilares interiores do segundo piso também plastificaram na base e no topo, na direção X/NS. Em Z/EW apenas cederam os pilares do primeiro piso, na base. As extremidades exteriores das vigas do segundo, terceiro e quarto pisos cederam na direção X/NS, ocorrendo também a cedência das extremidades das vigas desses pisos na direção Z/EW. Duas das vigas do quarto piso cederam na extremidade interior, na direção X/NS, e apenas uma viga do terceiro piso cedeu nessa zona ($z=A$). Todas as paredes do primeiro, segundo e terceiro pisos cederam, em ambas as direções, tendo ocorrido a rotura das paredes do primeiro piso, em X/NS, no instante aproximado de 6,07s.

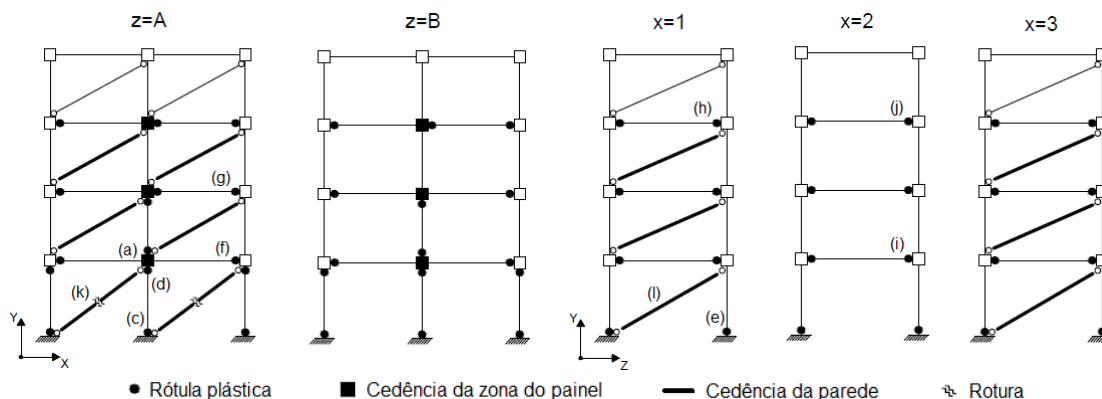


Figura 5.50: Zonas e elementos onde ocorreu a cedência – *Takatori* 100%.

Comparando os resultados da análise dinâmica não-linear, com os resultados das análises *pushover*, das zonas e elementos onde ocorreu a cedência, pode-se constatar que essas zonas e elementos diferem entre a análise dinâmica não-linear e as análises estáticas não-lineares.

A relação momento-distorção da zona de painel (a) obtida computacionalmente é comparada com o resultado experimental, na Figura 5.51, onde se pode observar um comportamento próximo entre o modelo computacional e o experimental. Apesar disso, verificaram-se diferenças entre esses resultados, constatando-se que a deterioração da resistência do modelo computacional é menor que o real e o último ciclo de deformação do modelo computacional é maior que o registado experimentalmente.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

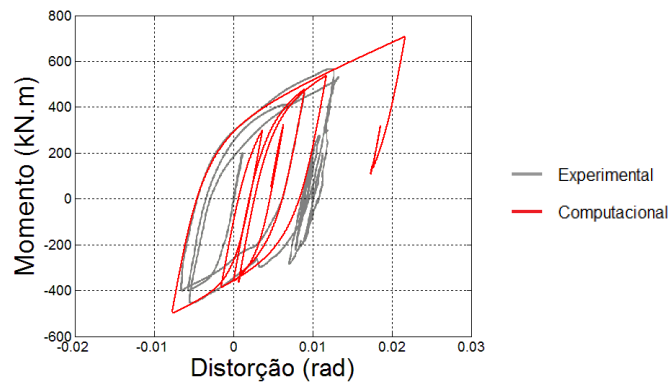


Figura 5.51: Relação momento-distorção da zona de painel (a) computacional vs experimental – *Takatori 100%*.

De seguida, são apresentadas as figuras com a relação esforço-deformação, das principais zonas e elementos indicados na Figura 5.50.

Na Figura 5.52 pode-se verificar a plastificação das zonas críticas do pilar interior do primeiro piso, na direção X/NS. Na base do pilar ocorreu vários ciclos de deformação plástica, sendo possível observar a deterioração da resistência, enquanto no topo do pilar ocorreu apenas um ciclo de deformação plástica, logo, a deterioração não é visível. Constatou-se também que as zonas críticas do pilar atingiram o patamar de resistência residual. É importante referir que a deformação dos pilares do primeiro piso, na direção X/NS, tiveram deformações semelhantes.

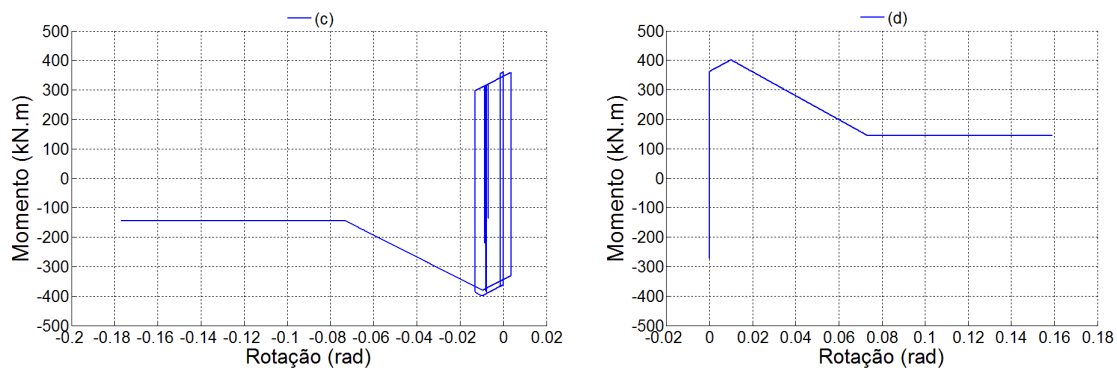


Figura 5.52: Relação momento-rotação do pilar interior do 1º piso, em X/NS, na (c) base e d) topo - *Takatori 100%*.

Os pilares do primeiro piso também plastificaram na base, na direção Z/EW. A Figura 5.53 mostra a relação momento-rotação da base do pilar de canto (e).

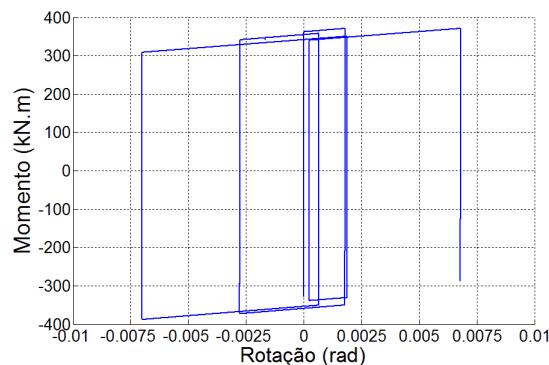


Figura 5.53: Relação momento-rotação da base do pilar do 1º piso (e) em Z/NS - *Takatori 100%*.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

A evolução do esforço axial ao longo do tempo, na análise dinâmica não-linear, de um pilar de canto e de um pilar exterior, para cada piso, é apresentada na Figura 5.54 e Figura 5.55, respetivamente. Nessas figuras pode-se constatar que o esforço axial varia em grande amplitude ao longo do tempo, pelo que, a determinação dos parâmetros dos modelos de plasticidade concentrada dos pilares, definidos por *Lignos e Krawinkler* [43], são determinados considerando uma simplificação grosseira da interação momento fletor – esforço axial, pois consideram um esforço axial médio e constante na determinação desses parâmetros.

Para além disso, os modelos de plasticidade concentrada são definidos separadamente para cada direção, logo não têm em conta os efeitos da interação dos momentos flectores em duas direções em simultâneo (flexão desviada), composta com o esforço axial. *Lignos e Krawinkler* [43] consideram os efeitos da flexão desviada de forma simplificada no comportamento dos elementos de plasticidade concentrada, através da redução, em percentagem, das capacidades de rotação plásticas em cada direção.

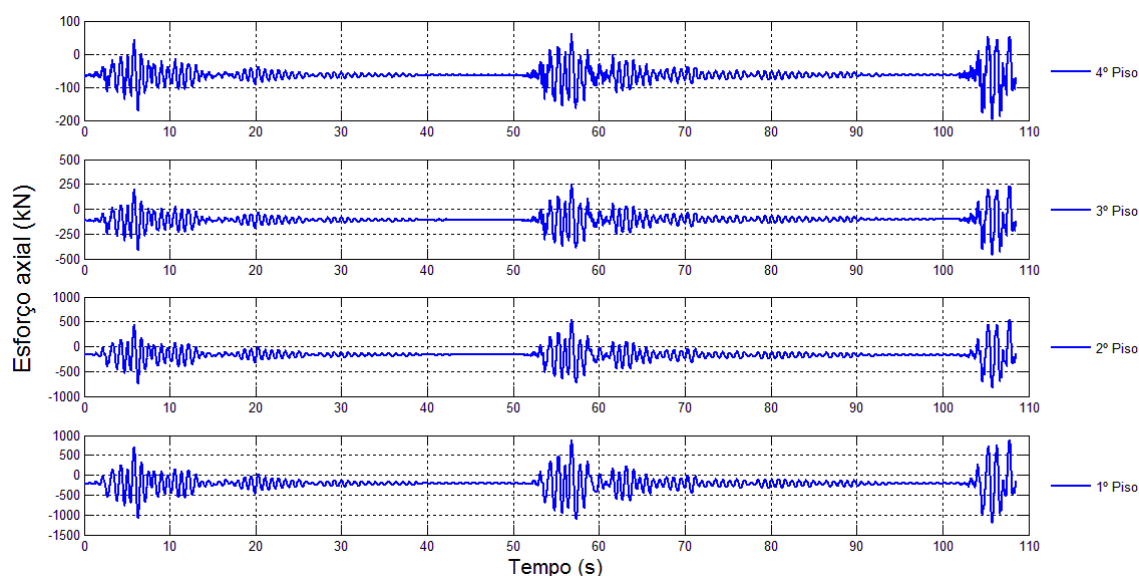


Figura 5.54: Variação do esforço axial ao longo do tempo de um pilar de canto, em cada piso.

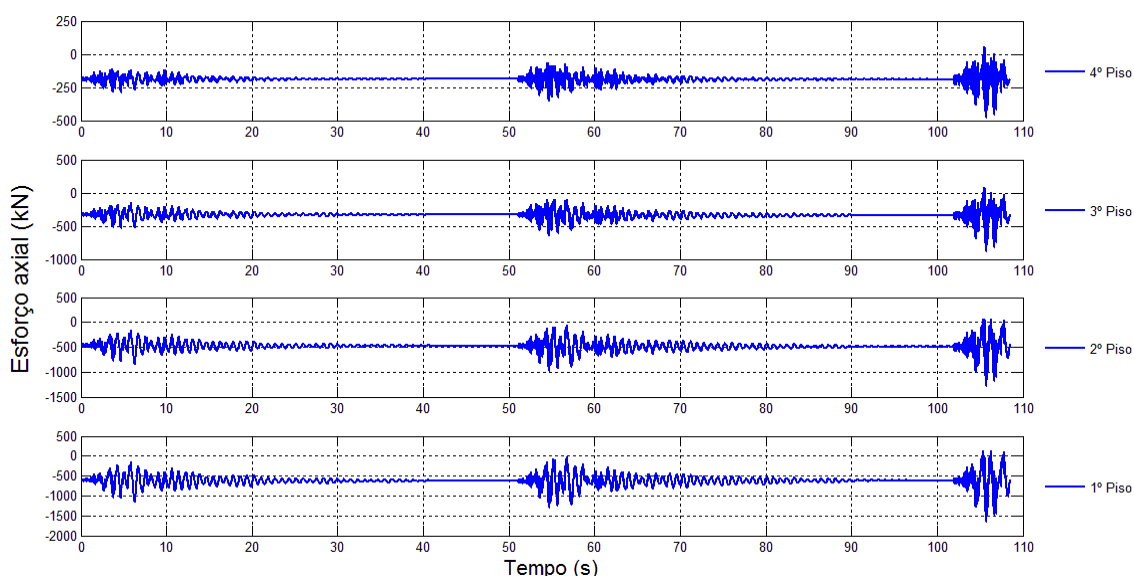


Figura 5.55: Variação do esforço axial ao longo do tempo de um pilar interior, em cada piso.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

A deformação das extremidades exteriores das vigas (f) H400, (g) H396, (h) H350, (i) H390 e (j) 340, são apresentadas na Figura 5.56, Figura 5.57, Figura 5.58, Figura 5.59 e Figura 5.60, respetivamente.

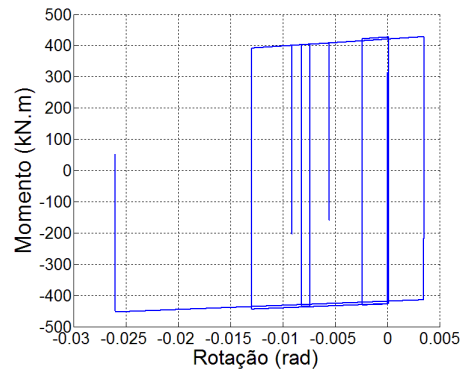


Figura 5.56: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H400 (f) (em X/NS) - *Takatori* 100%.

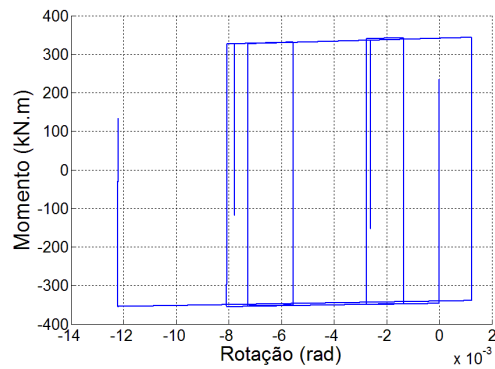


Figura 5.57: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H396 (g) (em X/NS) - *Takatori* 100%.

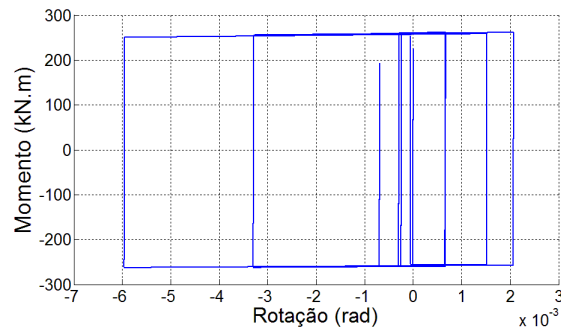


Figura 5.58: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H350 (h) (em Z/EW) - *Takatori* 100%.

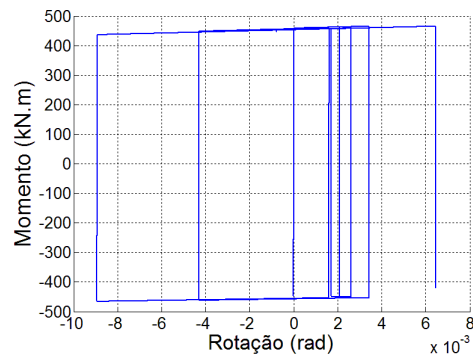


Figura 5.59: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H390 (i) (em Z/EW) - *Takatori* 100%.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

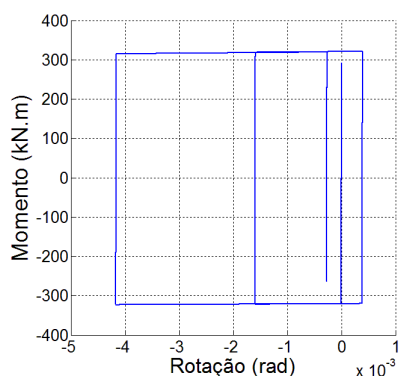


Figura 5.60: Relação momento-rotação da extremidade exterior da viga H340 (j) (em Z/EW) - *Takatori* 100%.

Na Figura 5.61, Figura 5.62 e Figura 5.63, é apresentada a evolução do esforço axial ao longo do tempo, das vigas por piso, em X/NS, das vigas exteriores, por piso, em Z/EW e das vigas interiores, por piso, em Z/EW, respetivamente. Através dessas figuras, pode-se constatar, que as vigas estão sujeitas a um esforço axial com amplitudes muito baixas, inferiores a 1kN. Assim, pode-se concluir que, uma vez que o esforço axial nas vigas é muito baixo, esse esforço não tem uma influência significativa no comportamento das vigas.

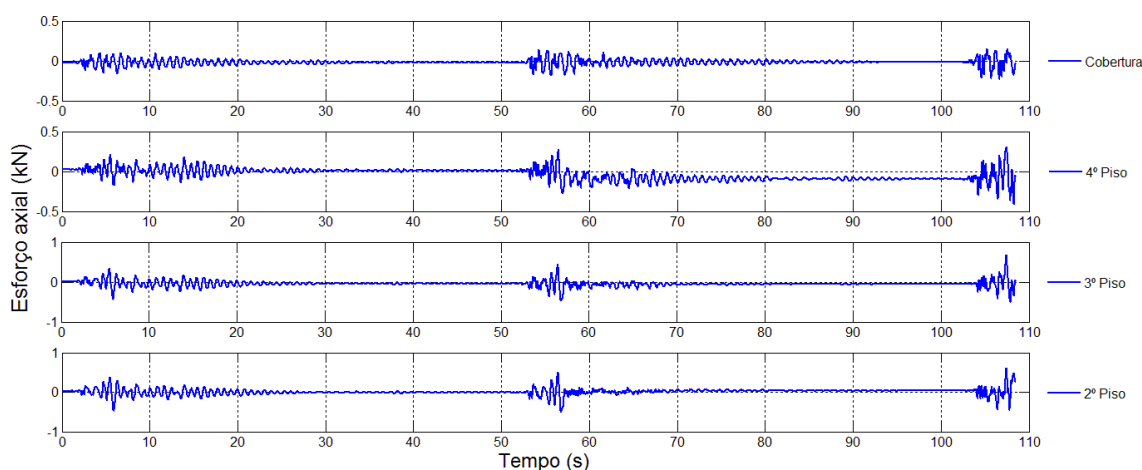


Figura 5.61: Variação do esforço axial ao longo do tempo de uma viga em X/NS, por piso.

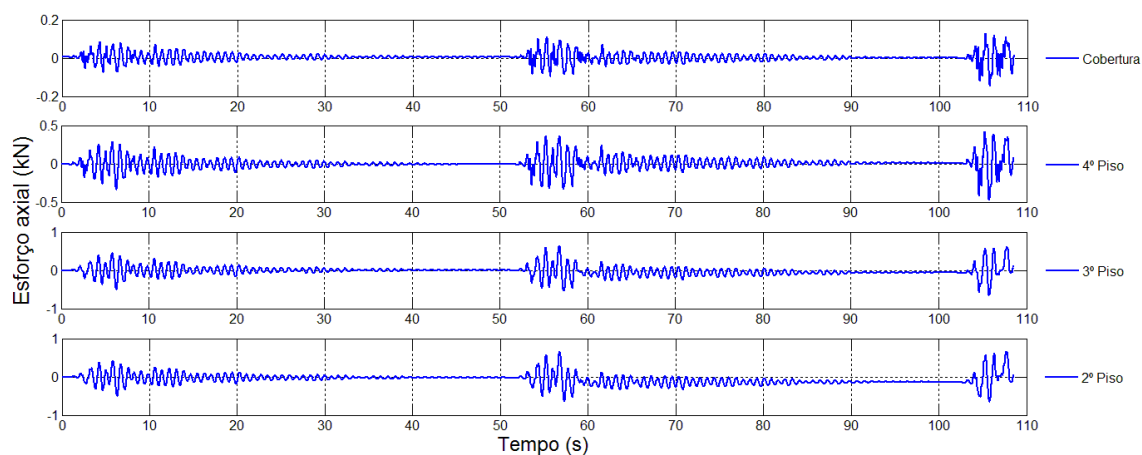


Figura 5.62: Variação do esforço axial ao longo do tempo de uma viga exterior em Z/EW, por piso.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

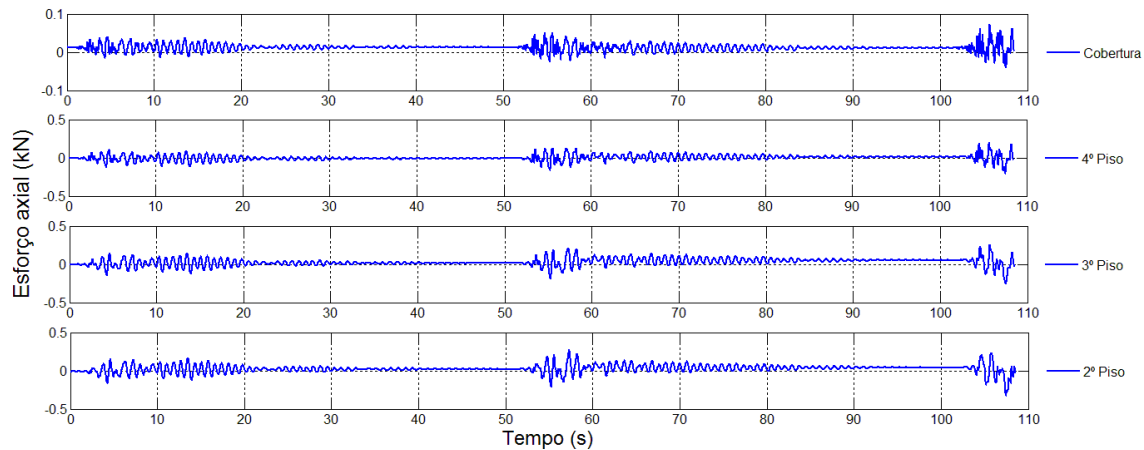


Figura 5.63: Variação do esforço axial ao longo do tempo de uma viga interior em Z/EW, por piso.

A força de corte basal na parede (k) *versus* o *drift* entre o 1º e o 2º piso é apresentada na Figura 5.64 (a), constatando-se a cedência da parede para uma força de corte basal de 100,6kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,012rad, e a rotura para uma força de corte basal de 11,5kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,083rad. Na Figura 5.64 (b) é apresentada a relação tensão-extensão de uma secção de fibras da parede (k), podendo observar-se a cedência da secção de fibras para uma tensão de 1010kPa e extensão de 0,028, e a rotura da parede para a tensão de 114kPa e extensão de 1,405.

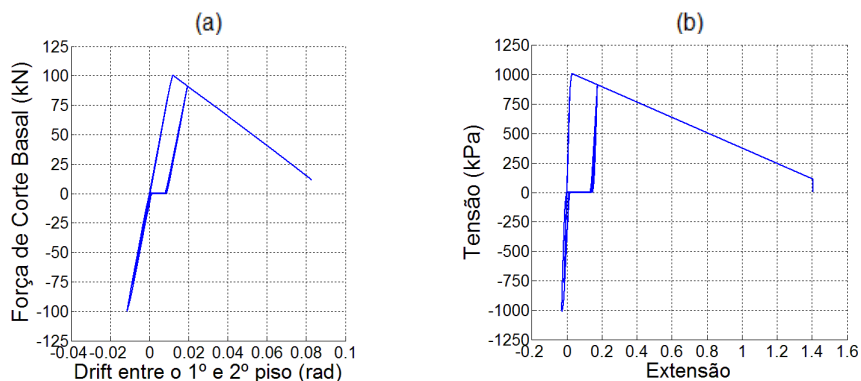


Figura 5.64: (a) Força de corte basal na parede (k) vs Drift entre o 1º e 2º piso; (b) Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede (k) - Takatori 100%.

A força de corte basal na parede (l) *versus* o *drift* entre o 1º e o 2º piso é apresentada na Figura 5.65 (a), constatando-se a cedência da parede para uma força de corte basal de 100,0kN e *drift* entre o 1º e o 2º piso de 0,012rad. Na Figura 5.65 (b) é representada a relação tensão-extensão de uma secção de fibras da parede, onde se pode observar que a cedência ocorre para a tensão de 828kPa e extensão de 0,017.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

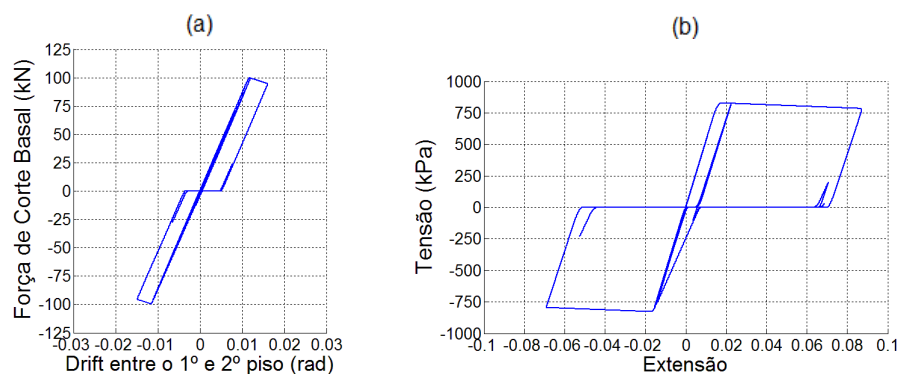


Figura 5.65: (a) Força de corte basal na parede (I) vs Drift entre o 1º e 2º piso; (b) Relação tensão-extensão da secção de fibras da parede (I) - *Takatori* 100%.

5.7. Conclusões

Neste capítulo, foi avaliado o desempenho sísmico do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, testado no *E-Defense* em 2007 [17], através da análise computacional do modelo tridimensional do edifício, no *OpenSees*.

O modelo computacional do edifício foi definido considerando os princípios de modelação de estruturas metálicas, referidos neste trabalho, nomeadamente, elementos de plasticidade concentrada com comportamento bilinear com deterioração cíclica de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42][43], zonas de painel, paredes exteriores, a consideração do comportamento da laje como um diafragma rígido e os efeitos P-Delta.

O comportamento das zonas de painel foi inicialmente definido pelo modelo de *Gupta* e *Krawinkler* [27], mas ao comparar-se com os resultados experimentais, verificou-se que não reproduzia o comportamento real com um grau de proximidade muito elevado. Assim, optou-se por modelar as zonas de painel com um comportamento bilinear com efeito *Bauschinger*, em que os seus parâmetros foram determinados através de uma análise de sensibilidade. Apesar do modelo determinado reproduzir melhor o comportamento real, como foi ajustado apenas a uma zona de painel e foi considerado de igual forma às restantes zonas, essa consideração pode ser uma fonte de imprecisão no comportamento sísmico da estrutura.

O comportamento das paredes exteriores foi definido com base nos trabalhos de *Matsuoka et al.* [47] e de *Nam e Kasai* [51], e foi aplicado através do modelo de fibras de *Kadysiewski e Mosalam* (2009), adaptado, considerando apenas o comportamento das paredes no plano.

Os resultados obtidos na análise modal foram bastante semelhantes aos experimentais, pois o erro relativo máximo do período do primeiro modo de vibração foi 1,3%, enquanto do período do segundo modo de vibração foi aproximadamente 0,0%.

Os resultados máximos obtidos na análise dinâmica não-linear, através do sismo de *Kobe* (1995) registado em *JR Takatori*, com a intensidade de 60%, tiveram percentagens de erros relativos menores que 22,5% na direção X/NS, e menores que 32,5% na direção Z/EW, correspondendo a uma percentagem de erro relativo médio, dos resultados máximos, de 13,7% na direção X/NS e 16,5% na direção Z/EW. Estes resultados confirmam a possibilidade de obtenção de resultados computacionais com um bom grau de precisão.

5. Caso de Estudo 2: Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Os resultados obtidos nas análises sísmicas do modelo computacional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, foram, em geral, próximos dos verificados experimentalmente no *E-defense* em 2007, concluindo-se, assim, que foi possível aplicar com sucesso os modelos descritos neste trabalho, indicando que estes modelos são indicados para a avaliação sísmica de estruturas.

Apesar disso, verificou-se uma diferença significativa no comportamento do modelo computacional, na direção Z/EW, nos últimos instantes da análise dinâmica não-linear. Através dos resultados obtidos, verificou-se que a causa principal dessa imprecisão reside no facto dos elementos de plasticidade concentrada serem definidos separadamente para cada direção, não tendo em conta os efeitos da interação dos momentos fletores em duas direções em simultâneo (flexão desviada) e compostos com o esforço axial. A interação esforço axial – momento fletor e a flexão desviada são consideradas apenas de forma simplificada no comportamento bilinear com deterioração cíclica de *Lignos* e *Krawinkler* [41][43], nos pilares, enquanto nas vigas o esforço axial não é considerado. Com tudo, verificou-se que as vigas estão sujeitas a esforços axiais muito baixos, logo o seu comportamento não é significativamente influenciado por esses esforços, e consequentemente pela interação esforço axial – momento fletor.

De forma a ultrapassar o problema da não consideração da interação esforço axial – momento fletor e da flexão desviada, no futuro, devem-se usar modelos de plasticidade distribuída com secções de fibras definidas por modelos que considerem fenómenos de deterioração cíclica [59][60].

Através da análise *pushover* em X/NS e da análise dinâmica não-linear, foi possível determinar que o edifício de quatro pisos com estrutura em aço podia colapsar por *soft story collapse* no primeiro piso, quando sujeito a uma ação sísmica forte, tal como ocorreu na análise experimental nessa direção. Através da análise *pushover* em Z/EW também se verificou que o edifício podia colapsar por *soft story collapse* no primeiro piso, quando fosse sujeito a uma ação sísmica forte nessa direção.

6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1. Conclusões

Nesta tese foram apresentadas várias técnicas de modelação não-linear de estruturas metálicas, nomeadamente, a consideração de diferentes transformações geométricas, diferentes modelos de elementos finitos, diferentes modelos de comportamento de materiais, um modelo de zonas de painel, e um modelo que simula o comportamento das paredes.

No início deste trabalho, a seguir à introdução, foram apresentados os principais métodos de análise sísmica, mencionando os métodos previstos no Eurocódigo 8 para o dimensionamento de estruturas, e foi apresentada uma lista dessas análises por ordem crescente do grau de fiabilidade de representação da resposta estrutural, da complexidade da análise e dos requisitos de modelação, associados a cada uma dessas análises sísmicas. Os principais métodos de análise sísmica, descritos nesse capítulo, foram a análise estática não-linear, com referência ao método N2, a análise dinâmica linear por espectro de resposta e a análise dinâmica não-linear, com referência ao amortecimento e aos métodos numéricos associados.

No terceiro capítulo foram apresentadas as transformações geométricas linear, P-Delta e Co-rotacional, tendo-se verificado, que as análises modais realizadas com ambas as transformações geométricas fornecem resultados semelhantes, permitindo concluir que a estrutura analisada estava sujeita a massas, e, conseqüentemente, cargas verticais baixas, pois os efeitos de segunda ordem podem influenciar os resultados das análises modais. Constatou-se, também, que as análises sísmicas não-lineares, com TG Linear, apresentaram as maiores percentagens de erro relativo aos resultados das análises com TG Co-rotacional, concluindo-se, assim, que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados em análises sísmicas não-lineares. As análises sísmicas com transformação geométrica P-Delta apresentaram resultados semelhantes às análises com TG Co-rotacional, constatando-se uma diferença um pouco maior (entre 10 e 15 por cento de erro relativo) nas análises *pushover*, mas, ainda assim, fornecendo resultados da capacidade resistente menores.

Verificou-se, também, no terceiro capítulo, que os resultados obtidos nas análises com TGs P-Delta e Co-rotacional, do pórtico modelado com elementos de plasticidade concentrada considerando os modelos de material bilinear de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42], tiveram resultados iguais. Assim, concluiu-se, que a consideração dos efeitos de segunda ordem, através do modelo P-Delta, em estruturas modeladas com elementos de plasticidade concentrada, sujeitas a análises sísmicas não-lineares, é suficiente. Nesse capítulo, foram referidos vários modelos de materiais e modelos de elementos finitos, tendo-se verificado, através dos exemplos, que de entre os vários materiais testados, os modelos que contabilizam a deterioração e têm resistência limitada fornecem resultados significativamente diferentes dos restantes, em particular, o modelo de material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42]. Esse modelo difere dos restantes, pois para além do domínio elástico e plástico de deformação, reproduz o fenómeno de *softening*, fenómenos de deterioração da resistência e rigidez, considera uma resistência residual e uma rotação última, limitando, assim, a capacidade resistente dos modelos de estruturas em que são considerados.

Apresentou-se ainda, um modelo de comportamento da zona de painel desenvolvido por *Gupta e Krawinkler (1999)*, onde se constatou, através dos exemplos, que a consideração da deformação dessas zonas altera significativamente o comportamento dos modelos computacionais das estruturas, pois a distribuição de deformações no modelo da estrutura é alterada, verificando-se, também, a alteração no deslocamento residual, quando sujeito a análises dinâmicas não-lineares.

Nesse capítulo, apresentou-se, também, o modelo de uma parede de alvenaria de enchimento, calibrado por *Hashemi e Mosalam (2007)*, e aplicado computacionalmente pelo modelo de fibras, desenvolvido por *Kadysiewski e Mosalam (2009)*. Através da aplicação desse modelo nos exemplos, verificou-se, que a consideração da parede aumenta a rigidez do modelo da estrutura e diminui a deformação dos elementos estruturais até ocorrer a rotura da parede.

No capítulo quatro, foi analisado o comportamento sísmico de uma estrutura de betão armado com parede de alvenaria de enchimento, mais especificamente, a estrutura de teste de *Hashemi e Mosalam (2007)*, considerando o modelo de fibras desenvolvido por *Kadysiewski e Mosalam (2009)*. Através da comparação dos resultados computacionais com os experimentais, foi possível validar o comportamento do modelo de fibras da parede no plano, tendo sido necessário, parametrizar as ligações sapata-pilar e calibrar alguns parâmetros do modelo da parede de alvenaria de enchimento. Os resultados finais, obtidos através do modelo calibrado da estrutura, tiveram uma média dos erros relativos de 22,6%, o que representa uma melhoria nos resultados de 16,7p.p. relativamente ao modelo original. Apesar dos bons resultados obtidos através do modelo de fibras da parede no plano, não foi possível validar o comportamento do modelo da parede para fora do plano.

No capítulo cinco, estudou-se o comportamento sísmico do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, testado no *E-Defense* em 2007 [17]. O edifício foi modelado tridimensionalmente no *OpenSees* com elementos de plasticidade concentrada, com o material bilinear com deterioração cíclica de *Lignos* e *Krawinkler* [41][42][43], zonas de painel e paredes exteriores, tendo em conta os efeitos P-Delta e a influência das lajes.

O comportamento das zonas de painel foi definido por um modelo bilinear com efeito *Bauschinger*, em que os seus parâmetros foram determinados através de uma análise de

sensibilidade, pois o modelo de *Gupta e Krawinkler* [27] não reproduzia o comportamento real das zonas de painel com um grau de proximidade muito elevado.

As paredes exteriores foram modeladas através do modelo de fibras de *Kadysiewski e Mosalam* (2009), adaptado de forma a reproduzir o comportamento descrito nos trabalhos de *Matsuoka et al.* [47] e de *Nam e Kasai* [51].

Os resultados da análise modal, do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, foram bastante semelhantes aos obtidos experimentalmente, pois, o erro relativo máximo, do período do primeiro modo de vibração foi 1,3% e do período do segundo modo de vibração foi 0,0%.

Os resultados máximos obtidos na análise dinâmica não-linear, correspondente ao sismo de *Kobe* (1995) registado em *JR Takator*, com a intensidade de 60%, tiveram, em média, uma percentagem de erro relativo de 13,7% na direção X/NS e 16,5% na direção Z/EW, confirmando assim, o bom grau de precisão alcançado através das técnicas de modelação consideradas.

Os resultados obtidos na análise dinâmica não-linear, do modelo computacional do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, foram, em geral, próximos dos verificados experimentalmente no *E-defense* em 2007. Apesar disso, verificou-se uma diferença significativa no comportamento do modelo computacional, na direção Z/EW, nos últimos instantes da análise dinâmica não-linear (intensidade de 100% do sismo de *Kobe* (1995) registado em *JR Takator*). Esta diferença de resultados deve-se aos elementos de plasticidade concentrada serem definidos separadamente para cada direção, e por isso não têm em conta os efeitos da interação dos momentos fletores em duas direções em simultâneo (flexão desviada) e compostos com o esforço axial. A interação esforço axial – momento fletor e flexão composta foi considerada de forma simplificada nos pilares, através do modelo bilinear com deterioração cíclica de *Lignos e Krawinkler* [41][43], sendo que, nas vigas, o esforço axial não foi considerado. Apesar disso, verificou-se que os esforços axiais nas vigas são muito baixos, indicando assim que os efeitos da interação esforço axial – momento fletor não têm influencia significativamente no comportamento das vigas.

Através da análise *pushover* em X/NS e da análise dinâmica não-linear, foi possível determinar que o edifício de quatro pisos com estrutura em aço podia colapsar por *soft story collapse* no primeiro piso, quando sujeito a uma ação sísmica forte, tal como se verificou experimentalmente na direção X/NS. Pela análise *pushover* em Z/EW também se verificou que o edifício podia colapsar por *soft story collapse* no primeiro piso, quando fosse sujeito a uma ação sísmica forte nessa direção.

De acordo com os resultados obtidos nos dois casos de estudo e comparando com os resultados experimentais, verificou-se que é possível prever computacionalmente o comportamento sísmico de estruturas em betão armado e de estruturas metálicas, concluindo-se que os modelos descritos neste trabalho são indicados para a avaliação sísmica de estruturas. Apesar disso, a precisão dos resultados alcançada foi conseguida devido à calibração de alguns modelos, tendo sido verificado que os elementos de plasticidade concentrada limitam a precisão dos resultados das análises sísmicas devido à simplificação da interação esforço axial - momento fletor e da flexão desviada.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

A precisão dos resultados obtida neste trabalho foi conseguida devido à calibração, através de resultados experimentais, do modelo das ligações sapata-pilar (em betão armado), modelo das paredes e modelo das zonas de painel.

Assim propõem-se:

- A aplicação e teste de outros modelos de comportamento da ligação sapata-pilar, que melhor descrevem as ligações estudadas neste trabalho.
- A análise experimental do comportamento de vários tipos de paredes para fora do plano, e a dedução de modelos matemáticos, que definam esse comportamento, assim como, a análise experimental do comportamento de vários tipos de paredes sujeitas a ações no plano e fora do plano em simultâneo, e a dedução de modelos matemáticos, que definam o comportamento de interação das deformações nas duas direções. Por fim, validar o modelo de fibras das paredes sujeitas a ações para fora do plano e sujeitas a ações nas duas direções em simultâneo.
- A análise experimental do comportamento das zonas de painel compostas por pilares de secção fechada vazada e vigas com perfil em “I” ou “H”, e a dedução de modelos matemáticos, que definam o comportamento dessas ligações.
- A análise do edifício de quatro pisos com estrutura em aço, testado no *E-Defense* [17], com modelos de comportamento não-linear definidos por secções de fibras, de forma a considerar com maior precisão, a flexão desviada e composta com o esforço axial.

Bibliografia

- [1] Alipour, A. e Zareian, F. “Study Rayleigh damping in structures; uncertainties and treatments”. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 2008.*
- [2] ATC. “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”. Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [3] Azevedo, A.F.M. “Método dos Elementos Finitos”, 1^a edição. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, Abril 2003.
- [4] Battini J.M. “Co-rotational beam elements in instability problems”. *Technical Reports from Royal Institute of Technology Department of Mechanics, Stockholm, Sweden, 2002.*
- [5] Beer, P.F., Johnston, E.R., DeWolf, Jr. J.T. “Mecânica dos Materiais”, 3^a Edição. McGRAW-HILL, Portugal, 2003.
- [6] Braz César, M.T. & Cachim, P. “Análise e desempenho sísmico de um pórtico metálico de travessas inclinadas através de análises não-lineares”. *Sísmica 2007 – 7º congresso de sismologia e engenharia sísmica.* Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2007.
- [7] Cachado, A., Grilo, I., Júlio, E. e Neves, L. “Utilização de Paredes de Alvenaria Não Estrutural como Reserva de Robustez” Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL – BE2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 24-26 de Outubro de 2012.
- [8] Chopra, A. “Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering”. *Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics.* Prentice Hall, 2001. ISBN 9780130869739.
- [9] Cismasiu, C. *Apontamentos de Dinâmica de Estruturas - Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Perfil de Estruturas.* Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, 2011/2012.

- [10] Cismasiu, C. *“Método dos Elementos Finitos”*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, 2011/2012.
- [11] Cismasiu, I., & Cismasiu, C. *“Análise de estruturas I”*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, 2009/2010.
- [12] Costa, A. & Apletton, J. *“Estruturas de Betão I. Parte II – Materiais”*. Departamento de engenharia civil, Grupo de estruturas de betão armado e pré-esforçado, Instituto Superior Técnico, 2002.
- [13] Costa, J.L.D. *“Standard Methods for Seismic Analyses”*. Report BYG-DTU R-064 2003. Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Lyngby, July 2003.
- [14] CSI. *“Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABs, SAFE and CSiBridge”*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, July 2011.
- [15] Delgado, R. & Arêde, A. *“Dinâmica de estruturas. Licenciatura em Engenharia Civil”*. Departamento de Engenharia Civil – Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2000.
- [16] E-Defense. *“Blind Analysis Contest 2007, Results of the Contest”*. Hyogo Earthquake Engineering Research Center, December 2007.
- [17] E-Defense. *“Four-Story Steel Building Collapse Analysis, Blind Prediction Contest Rules”*. Hyogo Earthquake Engineering Research Center, 2007.
- [18] Fajfar P. *“A nonlinear analysis method for performance based seismic design”*. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No.3, pp.573-592, August 2000.
- [19] FEMA-350. *“Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings”*. SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., June 2000.
- [20] FEMA-351. *“Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings”*. SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., June 2000.
- [21] FEMA-355C. *“State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking”*. SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., September 2000.
- [22] FEMA-356. *“Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”*. ASCE for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November 2000.

- [23] FEMA-357. “Global topics report on the prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”. ASCE for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November 2000.
- [24] Filippou, F. and Fenves, G. “EARTHQUAKE ENGINEERING From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Methods of analysis for earthquake - resistant structures, chapter 6”. Y. Bozorgnia, V.V. Bertero (Eds.), 2004.
- [25] Flanagan, R.D., and Bennett, R.M.. “Bi-Directional Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(3), 236-244, March 1999.
- [26] Guerreiro, L. “Acção Sísmica, Engenharia Sísmica de Pontes, Mestrado em Engenharia de Estruturas”. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.
- [27] Gupta, A. & Krawinkler, H. “Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures (SAC Task 5.4.3)”. John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Report No. 132. Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, 1999.
- [28] Hashemi, A., & Mosalam, K.M. “Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls”. PEER Report 2007/100. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, California, July 2007.
- [29] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12):1489–1511, 2005.
- [30] IPQ. NP EN 1990: 2009, “Eurocódigo – Bases para projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [31] IPQ. NP EN 1991-1: 2009, “Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [32] IPQ. NP EN 1993-1-1: 2010, “Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [33] IPQ. NP EN 1998-1: 2010, “Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [34] IPQ. NP EN 1992-1-1: 2010, “Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [35] IPQ. NP EN 206-1: 2007, “Betão. Parte 1: Especificações, desempenho, produção e conformidade”. Instituto Português da Qualidade, 2007.

- [36] ISO. ISO 6892-1: "Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature". International Organization for Standardization, 2009.
- [37] JSCE. "Standard Specifications for Steel and Composite Structures. I General Provision, II Structural Planning, III Design." First Edition 2007. Japan Society of Civil Engineers, Japan, December 2009.
- [38] Kadysiewski, S. & Mosalam, K.M. "Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction". PEER Report 2008/102. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, California, January 2009.
- [39] Karsan, I.D. and Jirsa, J.O. "Behavior of Concrete under Compressive Loading," *Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, 95 (ST12), 2543-2563, 1969.
- [40] Lignos, D.G., A.M.ASCE; Hikino, T.; Matsuoka, Y.; and Nakashima, M., M.ASCE. "Collapse Assessment of Steel Moment Frames Based on E-Defense Full-Scale Shake Table Collapse Tests". *American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering*, Vol. 139. 120-132, January 2013.
- [41] Lignos, D.G. & Krawinkler, H. "A Steel Database for Component Deterioration of Tubular Hollow Square Steel Columns Under Varying Axial Load for Collapse Assessment of Steel Structures Under Earthquakes". *JOINT CONFERENCE PROCEEDINGS. 7th International Conference Under Earthquake Engineering (7CUEE) & 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)*, 893-898, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, March 2010.
- [42] Lignos, D.G. & Krawinkler, H. "Deterioration Modeling of Steel Components in Support to Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading". *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 137 (11), 1291-1302, 2011.
- [43] Lignos, D.G. & Krawinkler, H. "Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering". *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, 1382–1394, 2012.
- [44] Lopes, M et al. "Sismos e Edifícios". 1ª Edição. Edições Orion, Amadora, Julho de 2008.
- [45] LNEC. "Especificação LNEC Documentação Normativa E 464 - 2007 – Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007.
- [46] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park R.. "Theoretical Stress – Strain Behavior of Confined Concrete." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Volume 114, No. 8: 1804-1826, 1988b.

- [47] Matsuoka, Y., Suita, K., Yamada, S., Shimada, Y. and Akazawa, M. "Non-Structural Component Performance in 4-Story Frame Tested to Collapse". *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, October 2008.
- [48] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, L.G., et al. "OpenSees Command Language Manual". *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California*, 2007.
- [49] McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. "Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition". *Journal of computing in civil engineering*, 24(1):95–107, ASCE / January/February 2010.
- [50] Mendes, P. & Oliveira, S. "Análise Dinâmica de Estruturas. Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos". *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa*, 2008.
- [51] Nam, T.T., Kasai, K. "Dynamic Analysis of a Full-Scale Four-Story Steel Building Experimented to Collapse by Strong Ground Motions" *8CUEE CONFERENCE PROCEEDINGS, 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering*. Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, March 2011.
- [52] NEID. "E-Defense Full-Scale Shake Table Test of a Four-Story Steel Building" ("E-ディフェンス 実大4 階建鉄骨造建物の震動台実験"). *National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (独立行政法人 防災科学技術研究所)*, Japan, September 2007.
- [53] Neuenhofer, A. and Filippou, F.. "Evaluation of nonlinear frame finite-element models." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 123(7), 958–966, 1997.
- [54] OpenSees Command Language Manual:
http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual.
Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [55] Pavan, A. "Blind prediction of a full-scale 3D steel frame tested under dynamic conditions". *A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering. Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Pavia, Italia*, 2008.
- [56] Pavan, A., Pinho, R., Antoniou, S. "Blind prediction of a full-scale 3D steel frame tested under dynamic conditions". *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China, October 2008.
- [57] PEER. "PEER Strong Motion Database": <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>.
Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, 2000.

- [58] Ribeiro, F.L.A. “*Análise de Robustez de Estruturas Sujeitas a Eventos Sísmicos Consecutivos*”. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, Dezembro de 2011.
- [59] Ribeiro, F.L.A., Barbosa, A.R. and Neves, L.C. “*An application of reliability-based robustness assessment of steel moment resisting frame structures under post-mainshock cascading events*”. ASCE, *Journal of Structural Engineering* (in press), 2013.
- [60] Ribeiro, F.L.A., Barbosa, A.R., Scott, M.H. and Neves, L.C. “*Deterioration modeling of steel moment resisting frames using finite-length plastic hinge force-based beam-column elements*”. ASCE, *Journal of Structural Engineering* (in press), 2013.
- [61] Scott, B. D.; Park, R.; Priestley, M. J. N. “*Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates.*” *Journal of the American Concrete Institute*, 79, 1, Jan.-Feb, 1982.
- [62] Serway, R.A. and Jewett, J. W. Jr. “*Physics for Scientists and Engineers with Modern Physics*”, 6th edition. *California State Polytechnic University – Pomona. Thomson Brooks/Cole, California, USA, 2004.*
- [63] Souza, R.M. “*Force-based Finite Element for Large Displacement Inelastic Analysis of Frames*”. Ph.D. thesis, *University of California, Berkeley*, 2000.
- [64] Suita, K., Yamada, S., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. and Shimada, Y. “*Collapse experiment on 4-story steel moment frame, part 2 detail of collapse behavior*”. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, October 2008.*
- [65] Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A. “*Incremental Dynamic Analysis*”. *Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California (CA 94305-4020), USA, 2002.*
- [66] Yamada, S., Suita, K., Tada, M., Kasai, K., Matsuoka, Y. and Shimada, Y. “*Collapse experiment on 4-story steel moment frame, part 1 outline of test results*”. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, October 2008.*
- [67] Yaw, L.L. “*2D Corotational Beam Formulation*”. *Walla Walla University, Washington, 2009.*

Anexos

Anexo A: Equações de *Lignos, D. e Krawinkler, H.*, [41][42]

No presente anexo são apresentadas as equações de *Lignos, D. e Krawinkler, H.*, [41][42] para a determinação dos parâmetros que definem o comportamento do material bilinear com deterioração cíclica. As equações são divididas para as vigas e para os pilares.

A.1 Equações dos parâmetros das vigas

As expressões relativas às vigas foram divididas em dois casos: o caso geral; e o caso para vigas com altura maior ou igual a 533 milímetros.

Assim, para vigas sem secção reduzida, e considerando as propriedades com unidades do sistema internacional, nomeadamente milímetros (mm) e MegaPascal (MPa) para a tensão de cedência (σ_y), temos as seguintes equações [42]:

Caso geral

$$\theta_{pam\acute{a}x} = 0,0865 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-0,365} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,140} \cdot \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0,340} \cdot \left(\frac{h}{533}\right)^{-0,721} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,230} [rad] \quad (A.1)$$

$$\theta_{pdm\acute{a}x} = 5,63 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-0,565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,800} \cdot \left(\frac{h}{533}\right)^{-0,280} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,430} [rad] \quad (A.2)$$

$$\Lambda = 495 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-1,340} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,595} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,360} \quad (A.3)$$

Caso $h \geq 533$ mm

$$\theta_{pam\acute{a}x} = 0,318 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-0,550} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,345} \cdot \left(\frac{L_b}{i_y}\right)^{-0,023} \cdot \left(\frac{L_v}{h}\right)^{0,090} \cdot \left(\frac{h}{533}\right)^{-0,330} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,130} [rad] \quad (A.4)$$

$$\theta_{pdm\acute{a}x} = 7,50 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-0,610} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,710} \cdot \left(\frac{L_b}{i_y}\right)^{-0,110} \cdot \left(\frac{h}{533}\right)^{-0,161} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,320} [rad] \quad (A.5)$$

$$\Lambda = 536 \cdot \left(\frac{h_w}{t_w}\right)^{-1,260} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_f}\right)^{-0,525} \cdot \left(\frac{L_b}{i_y}\right)^{-0,130} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{355}\right)^{-0,291} \quad (A.6)$$

As equações foram deduzidas a partir de dados experimentais com os seguintes limites:

$$\begin{array}{rclclcl} 20 & \leq & h_w / t_w & \leq & 55 \\ 20 & \leq & L_b / i_y & \leq & 80 \\ 4 & \leq & b_f / 2t_f & \leq & 8 \\ 2,5 & \leq & L_v / h & \leq & 7 \\ 102 \text{ mm} & \leq & h & \leq & 914 \text{ mm} \\ 240 \text{ MPa} & \leq & \sigma_y & \leq & 450 \text{ MPa} \end{array}$$

Na Tabela A.1 são apresentados os valores médios dos parâmetros do modelo de deterioração das vigas.

Tabela A.1: Valores médios dos parâmetros do modelo de deterioração das vigas [42].

| Valores Médios | | |
|--------------------------------|--------------------------------|-----------|
| $\theta_{pam\acute{a}x}$ (rad) | $\theta_{pdm\acute{a}x}$ (rad) | Λ |
| 0,02 | 0,20 | 1,0 |

A.2 Equações dos parâmetros dos pilares

$$\theta_{pam\acute{a}x} = 0,614 \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^{-1,05} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{1,18} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{380}\right)^{-0,11} \quad [rad] \quad (A.7)$$

$$\theta_{pdm\acute{a}x} = 13,82 \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^{-1,22} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3,04} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{380}\right)^{-0,15} \quad [rad] \quad (A.8)$$

$$\Lambda = 3012 \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^{-2,49} \cdot \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3,51} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{380}\right)^{-0,20} \quad (A.9)$$

As equações foram deduzidas a partir de dados experimentais com os seguintes limites:

$$\begin{array}{rclclcl} 20 & \leq & h / t & \leq & 60 \\ 0 & \leq & N / N_y & \leq & 0,50 \\ 276 \text{ MPa} & \leq & \sigma_y & \leq & 500 \text{ MPa} \end{array}$$

Anexo B: Análise de convergência para a determinação do passo de cálculo da análise dinâmica não-linear

A análise de convergência deve ser feita sempre que possível e tem por objetivo garantir que os resultados decorrentes das análises computacionais sejam precisos.

A análise de convergência foi executada de forma a determinar o melhor passo de cálculo para a realização da análise dinâmica não-linear, devido à introdução do modelo de fibras da parede de enchimento na estrutura dos exemplos (nomeadamente o Modelo E).

Os passos de cálculo das análises dos restantes modelos foram determinados por uma análise de convergência simplificada, baseada na comparação das acelerações e deslocamentos máximos e mínimos, considerando diferentes passos de cálculo. Estas análises não são apresentadas neste trabalho.

A análise de convergência consistiu na determinação da aceleração e deslocamento do topo do pórtico, ao longo do tempo, para diferentes passos de cálculo, verificando-se a convergência dos resultados através do parâmetro *root-mean-square deviation*, RMSD, ou *root-mean-square error*, RMSE, definido pela equação seguinte:

$$RMSD(X, \theta) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \theta_i)^2}{n}} \quad (B.1)$$

Onde θ corresponde aos resultados considerados como os mais precisos, e X é um conjunto de resultados que se pretende comparar.

Em primeiro lugar apresentam-se os resultados das acelerações para diferentes passos de cálculo, de 0,01s a 0,000005s, Figura B.1.

Os resultados das acelerações máximas e mínimas, assim como o RMSD e a %RMSD, considerando os valores da análise com o menor passo de cálculo como os mais precisos, são indicados na Tabela B.1.

Anexo B: Análise de convergência para a determinação do passo de cálculo da análise dinâmica não-linear

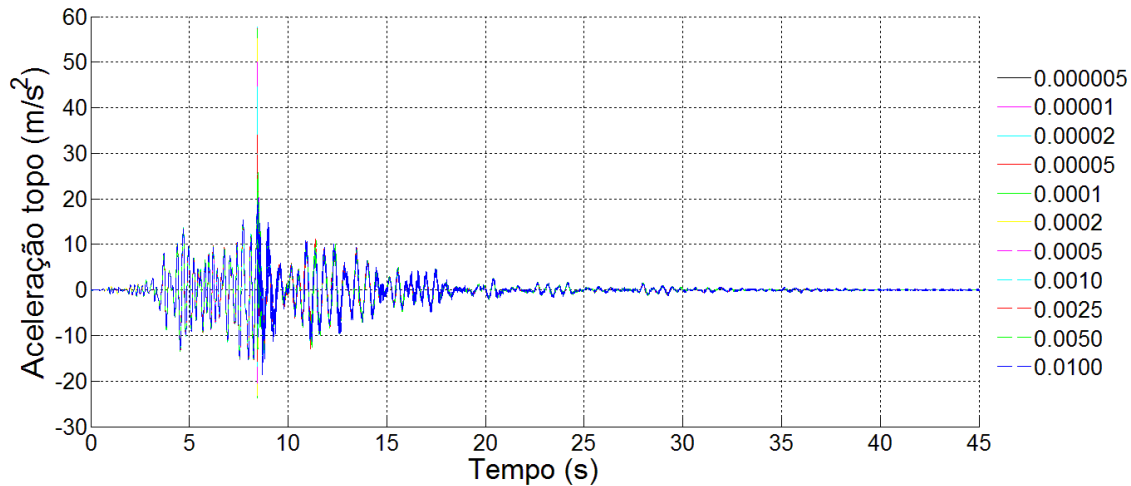


Figura B.1: Aceleração do topo do pórtico ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo.

Tabela B.1: Acelerações máximas e mínimas, RMSD e %RMSD das acelerações ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo.

| Δt (s) | Aceleração máxima (m/s^2) | Aceleração mínima (m/s^2) | RMSD | %RMSD |
|----------------|-------------------------------|-------------------------------|--------|--------|
| 0,01 | 20,1981 | -18,7800 | 1,0968 | 109,68 |
| 0,005 | 25,9021 | -15,3867 | 0,8671 | 86,71 |
| 0,0025 | 34,1255 | -15,6456 | 0,7352 | 73,52 |
| 0,001 | 44,6568 | -16,7929 | 0,4496 | 44,96 |
| 0,0005 | 50,0077 | -20,4824 | 0,3035 | 30,35 |
| 0,0002 | 55,2088 | -23,0645 | 0,2562 | 25,62 |
| 0,0001 | 57,1717 | -23,7382 | 0,2567 | 25,67 |
| 0,00005 | 57,3936 | -23,7125 | 0,1947 | 19,47 |
| 0,00002 | 57,7559 | -23,7371 | 0,0591 | 5,91 |
| 0,00001 | 57,6710 | -23,7329 | 0,0166 | 1,66 |
| 0,000005 | 57,6797 | -23,7308 | - | - |

Na Figura B.2 são apresentados os resultados dos deslocamentos para diferentes passos de cálculo, de 0,01s a 0,000005s. Os deslocamentos máximos e mínimos, e o RMSD e a %RMSD são indicados na Tabela B.2.

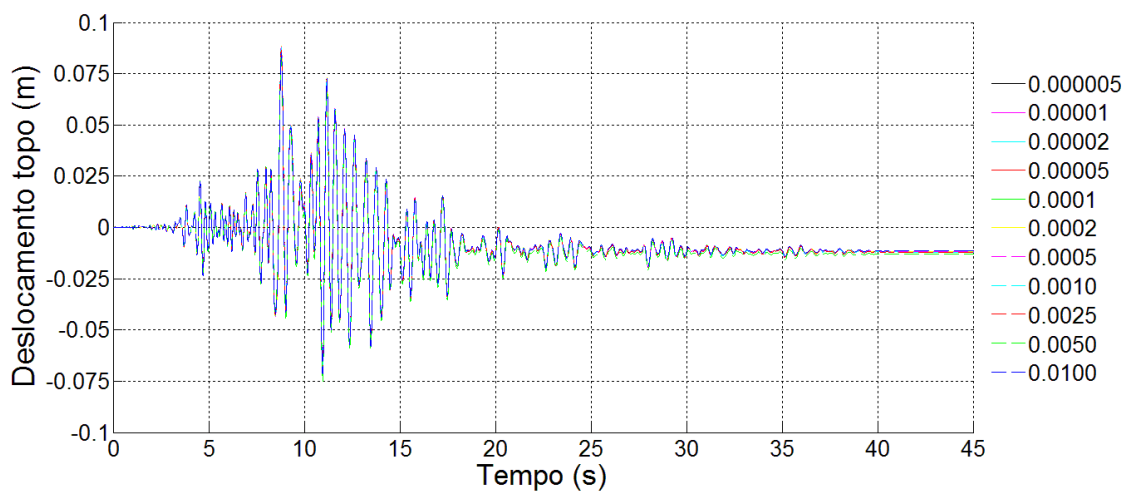


Figura B.2: Deslocamento do topo do pórtico ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo.

Anexo B: Análise de convergência para a determinação do passo de cálculo da análise dinâmica não-linear

Tabela B.2: Deslocamentos máximos e mínimos, RMSD e %RMSD dos deslocamentos ao longo do tempo para diferentes passos de cálculo.

| Δt (s) | Deslocamento máximo (m/s ²) | Deslocamento mínimo (m/s ²) | RMSD | % RMSD |
|-----------------|---|---|--------|--------|
| 0,01 | 0,0851 | -0,0716 | 0,0158 | 1,67 |
| 0,005 | 0,0832 | -0,0750 | 0,0123 | 1,29 |
| 0,0025 | 0,0865 | -0,0724 | 0,0233 | 2,44 |
| 0,001 | 0,0875 | -0,0716 | 0,0150 | 1,59 |
| 0,0005 | 0,0881 | -0,0710 | 0,0081 | 0,86 |
| 0,0002 | 0,0883 | -0,0708 | 0,0033 | 0,35 |
| 0,0001 | 0,0884 | -0,0707 | 0,0016 | 0,17 |
| 0,00005 | 0,0885 | -0,0707 | 0,0008 | 0,08 |
| 0,00002 | 0,0885 | -0,0707 | 0,0003 | 0,03 |
| 0,00001 | 0,0885 | -0,0707 | 0,0001 | 0,01 |
| 0,000005 | 0,0885 | -0,0706 | - | - |

Através da análise RMSD dos resultados obtidos, pode-se constatar que a convergência das acelerações é a mais difícil de obter, comparativamente aos deslocamentos.

Pode verificar-se, pela Tabela B.2, que qualquer passo de cálculo fornece resultados dos deslocamentos com precisão elevada, pois a %RMSD é sempre inferior a 2,5%.

Neste trabalho considerou-se a convergência de resultados para uma %RMSD inferior a 5%, assim, o passo de cálculo utilizado na análise dinâmica não-linear, do pórtico com parede de enchimento, foi de 0,00001s.

Anexo C: Cálculo dos Parâmetros do Modelo de Fibras de uma Parede de Enchimento

Neste anexo é descrito o procedimento de cálculo dos parâmetros do modelo de fibras de uma parede de enchimento, de acordo com *Kadysiewski e Mosalam (2009)*.

C.1. Modelo Analítico

C.1.1. Propriedades no Plano (IP)

- **Determinação das propriedades geométricas:**

Constantes:

- H_f - Altura do pilar entre as linhas médias das vigas
- B_f - Comprimento da viga entre as linhas médias dos pilares
- E_f - Módulo de elasticidade da estrutura
- I_c - Momento de inércia do pilar
- I'_c - Momento de inércia da secção fendilhada do pilar
- H_{iw} - Altura da parede
- B_{iw} - Largura da parede
- t_{iw} - Espessura da parede
- E_{iw} - Módulo de elasticidade da parede

$$L_{diag} = \sqrt{H_f^2 + B_f^2}$$

Comprimento da diagonal entre as linhas médias dos pilares e das vigas onde a parede está inserida.

$$\theta_{diag} = \arctan\left(\frac{H_f}{B_f}\right)$$

Ângulo da diagonal entre as linhas médias dos pilares e das vigas onde a parede está inserida.

$$r_{iw} = \sqrt{H_{iw}^2 + B_{iw}^2}$$

Comprimento da diagonal da parede.

$$\theta_{iw} = \arctan\left(\frac{H_{iw}}{B_{iw}}\right)$$

Ângulo que a diagonal da parede faz com a base.

Determinação da largura do elemento diagonal (a_{iw}):

$$I'_c = \frac{1}{2} \cdot I_c$$

Cálculo simplificado do momento de inércia da secção fendilhada de um pilar (considerando uma estrutura de betão armado).

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_{iw} \cdot t_{iw} \cdot \sin(2 \cdot \theta_{iw})}{4 \cdot E_f \cdot I'_c \cdot H_{iw}} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Coefficiente usado na determinação da largura do elemento diagonal da parede.

$$a_{iw} = 0,175 \cdot (\lambda_1 \cdot H_f)^{-0,4} \cdot r_{iw}$$

Largura do elemento diagonal da parede.
(Equação (7-14) do FEMA 356)

- **Determinação da rigidez axial do elemento diagonal que representa a parede:**

$$K = \frac{A \cdot E}{L} \quad \Leftrightarrow \quad K_{iw} = \frac{a_{iw} \cdot t_{iw} \cdot E_{iw}}{r_{iw}}$$

- **Determinação da resistência axial do elemento diagonal que representa a parede:**

Constantes:

P_{ce} - Peso total sobre a parede, isto é, o peso da viga mais o peso da laje e as sobrecargas tendo em conta a área de influência.

τ_{te} - Tensão de corte resistente esperada da parede de alvenaria de enchimento.

$$A_n = t_{iw} \cdot B_{iw}$$

Área de superfície de contacto horizontal entre a argamassa e os blocos de uma fila da parede.

$$\tau_{me} = \frac{0,75 \cdot \left(\tau_{te} + \frac{P_{ce}}{A_n} \right)}{1,5}$$

Tensão de corte resistente esperada da parede.

$$Q_{ce} = V_{ine} = \tau_{me} \cdot A_n$$

Esforço transversal resistente esperado da parede.

(Equação (7-15) do FEMA 356).

$$P_{n0} = \frac{Q_{ce}}{\cos(\theta_{diag})}$$

Resistência axial do elemento diagonal.

- **Cálculo do alongamento de cedência do elemento diagonal que representa a parede:**

$$F = K \cdot \delta \quad \Leftrightarrow \quad \delta_{Ay0} = \frac{P_{n0}}{K_{iw}}$$

- **Cálculo do deslocamento horizontal da parede, no seu plano, correspondente ao alongamento de cedência do elemento diagonal:**

$$u_{Hy0} = \frac{\delta_{Ay0}}{\cos(\theta_{diag})}$$

- **Determinação do deslocamento horizontal máximo da parede, no seu plano, em que ocorre a rotura da parede:**

Constantes:

V_{fre} - Esforço transversal resistente esperado da estrutura (onde a parede está inserida)

V_{ine} - Esforço transversal resistente esperado da parede

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$ Relação entre os esforços transversos resistentes da estrutura e da parede.

$\frac{B_{iw}}{H_{iw}}$ Relação entre a largura e a altura da parede.

d Deslocamento horizontal relativo máximo entre pisos (*drift*), determinado através da Tabela 7-9 do FEMA 356.

$u_{Hcp0} = d \cdot H_{iw}$ Deslocamento horizontal máximo da parede no seu plano.

$\mu_{H0} = \frac{u_{Hcp0}}{u_{Hy0}}$ Relação de ductilidade correspondente ao ponto de rotura.

- **Cálculo da área do elemento diagonal que representa a parede:**

$$K = \frac{A \cdot E}{L} \Leftrightarrow A_{elem} = \frac{K_{iw} \cdot L_{diag}}{E_{iw}}$$

C.1.2. Propriedades Fora do Plano (OOP)

- **Determinação da frequência de vibração natural da parede de enchimento simplesmente apoiada em cima e em baixo:**

Constante:

γ_{iw} - Peso volúmico da parede

$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \Leftrightarrow I_{iw} = \frac{1}{12} \cdot B_{iw} \cdot t_{iw}^3$ Momento de inércia da parede.

$I'_{iw} = \frac{1}{2} \cdot I_{iw}$ Momento de inércia da secção fendilhada da parede.

$w_{iw} = B_{iw} \cdot t_{iw} \cdot \gamma_{iw}$ Peso por unidade de comprimento de altura da parede.

$f_{ss} = \frac{\pi}{2 \cdot H_{iw}^2} \cdot \sqrt{\frac{E_{iw} \cdot I'_{iw} \cdot g}{w_{iw}}} \text{ [Hz]}$ Primeira frequência de vibração natural de uma parede simplesmente apoiada em cima e em baixo. (Blevins 1979, Tabela 8-1)

- **Determinação do peso efetivo da parede para fora do plano:**

$W_{iw} = \gamma_{iw} \cdot t_{iw} \cdot H_{iw} \cdot B_{iw}$ Peso total da parede.

$MEW = 0,81 \cdot W_{iw}$ Peso efetivo modal, considerando uma parede simplesmente apoiada em cima e em baixo.

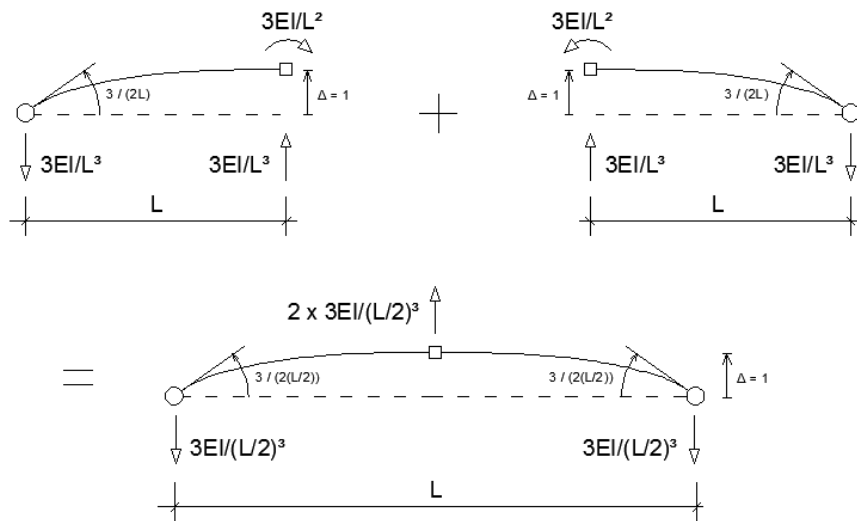
- **Cálculo da rigidez de flexão para fora do plano, do elemento diagonal, equivalente ao da parede:**

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \Leftrightarrow K_{eq_N} = (2 \cdot \pi \cdot f_{ss})^2 \cdot \frac{MEW}{g}$$

- **Cálculo do momento de inércia do elemento diagonal equivalente ao da parede:**

$$K = \frac{6 \cdot E \cdot I}{\left(\frac{L}{2}\right)^3} \Leftrightarrow K = \frac{48 \cdot E \cdot I}{L^3} \Leftrightarrow I_{eq} = \frac{k_{eq_N} \cdot (L_{diag})^3}{48 \cdot E_{iw}}$$

$$I_{elem} = I_{eq}$$



- **Determinação da força resistente da parede para fora do plano:**

Constante:

σ'_{iw} - Tensão de compressão resistente mínima esperada da parede

$$\frac{H_{iw}}{t_{iw}}$$

Relação entre a altura e a largura da parede.

$$\lambda_2$$

Esbelteza da parede para fora do plano, Tabela 7-11 do FEMA 356.

$$\sigma_{ine} = \frac{0,7 \cdot \sigma'_{iw} \cdot \lambda_2}{\frac{H_{iw}}{t_{iw}}}$$

Tensão de tração resistente da parede.

$$P_{N0} = \sigma_{ine} \cdot H_{iw} \cdot B_{iw}$$

Força resistente da parede, para fora do plano.

- **Cálculo do momento de cedência da parede:**

$$M_y = \frac{\sigma_{ine} \cdot B_{iw} \cdot H_{iw}^2}{8}$$

- **Cálculo do momento de cedência do elemento diagonal equivalente ao da parede:**

$$M_{eq-y} = 1,570 \cdot \frac{L_{diag}}{H_{iw}} \cdot M_y$$

$$M_{n0} = M_{eq-y}$$

- **Cálculo da força aplicada para fora do plano da parede, que provoca a cedência do elemento diagonal que representa a parede:**

$$F_{Ny0} = \frac{4 \cdot M_{eq-y}}{L_{diag}}$$

- **Cálculo do deslocamento de cedência para fora do plano da parede:**

$$u_{Ny0} = \frac{F_{Ny0}}{K_{eq-N}}$$

- **Determinação do deslocamento máximo para fora do plano, correspondente à rotura da parede:**

$$\mu_{Ncp0} = \frac{u_{Ncp0}}{u_{Ny0}}$$

Relação de ductilidade para o deslocamento máximo para fora do plano da parede.

$$\mu_{Ncp0} = 5$$

Relação de ductilidade máxima.

$$d_{OOP} = 5\%$$

Deslocamento relativo máximo para fora do plano de uma parede, Secção 7.5.3.3 do FEMA 356

$$u_{Ncp0} = \min\left(0,05 \cdot H_{iw} ; \frac{t_{iw}}{2} ; 5 \cdot u_{Ny0}\right)$$

Deslocamento máximo para fora do plano, correspondente à rotura da parede.

C.1.3. Interação de Efeitos

$$P_n(M_n, P_{n0}, M_{n0}) = P_{n0} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_n}{M_{n0}}\right)^{\frac{3}{2}}\right]^{\frac{2}{3}}$$

Relação de interação entre a força axial (P_n) e o momento fletor (M_n) no elemento diagonal, a partir do qual ocorre a rotura da parede.

C.2. Modelo de Fibras

- **Determinação das propriedades das fibras:**

Constante:

n_{pontos} - Número de pontos considerados na curva de interação para a determinação das propriedades das fibras (primeiro quadrante).

$$n_{fibras} = 2 \cdot (n_{pontos} - 1)$$

Número de fibras

| | |
|--|--|
| $M_{ni} = (i - 1) \cdot \frac{M_{n0}}{n_{pontos} - 1}$ | Momento fletor da curva de interação correspondente à fibra i |
| $P_{ni} = P_n(M_{ni}, P_{n0}, M_{n0})$ | Força axial da curva de interação correspondente à fibra i |
| $F_{yi} = \frac{P_{ni} - P_{ni+1}}{2}$ | Força axial de cedência da fibra i |
| $z_i = \frac{M_{ni+1} - M_{ni}}{2 \cdot F_{yi}}$ | Coordenada z da fibra i (O eixo z local da secção de fibras coincide com a espessura da parede de enchimento) |

Determinação das constantes γ_{iwf} e η_{iwf} :

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{n_{fibras}} [\gamma_{iwf} \cdot (|z_i|^{\eta_{iwf}})] = A_{elem} \\ \sum_{i=1}^{n_{fibras}} [(\gamma_{iwf} \cdot (|z_i|^{\eta_{iwf}})) \cdot (|z_i|^2)] = I_{elem} \end{cases}$$

Restantes propriedades:

| | |
|---|---------------------------------|
| $A_i = \gamma_{iwf} \cdot z_i ^{\eta_{iwf}}$ | Área da fibra i |
| $I_i = A_i \cdot z_i^2$ | Momento de inércia da fibra i |
| $\sigma_{yi} = \frac{F_{yi}}{A_i}$ | Tensão de cedência da fibra i |
| $\varepsilon_{yi} = \frac{\sigma_{yi}}{E_{iw}}$ | Extensão de cedência da fibra i |

• **Verificação das propriedades das fibras:**

$$\begin{aligned} A_{elem} &= \sum_{i=1}^{n_{fibras}} A_i \\ I_{eq} &= \sum_{i=1}^{n_{fibras}} [A_i \cdot (z_i)^2] \\ P_{n0} &= \sum_{i=1}^{n_{fibras}} (A_i \cdot \sigma_{yi}) \\ M_{n0} &= \sum_{i=1}^{n_{fibras}} (\sigma_{yi} \cdot A_i \cdot |z_i|) \end{aligned}$$

• **Curva de interação dos deslocamentos dentro do plano (IP) e fora do plano (OOP):**

$$u_{IP}(u_{OOP}, u_{Hcp0}, u_{Ncp0}) = u_{Hcp0} \cdot \left[1 - \left(\frac{u_{OOP}}{u_{Ncp0}} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{3}{2}}$$

Em que: u_{IP} é o deslocamento no plano; e u_{OOP} é o deslocamento fora do plano.

Anexo D: Parâmetros do Modelo de Fibras - Parede do Pórtico Bidimensional

Neste anexo, são apresentados os parâmetros do modelo de fibras da parede de alvenaria de enchimento do pórtico bidimensional, calculados segundo as equações do Anexo C. Os valores dos parâmetros são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela D.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| H_f (m) | B_f (m) | L_{diag} (m) | θ_{diag} (°) | H_{iw} (m) | B_{iw} (m) | t_{iw} (m) | r_{iw} (m) | θ_{iw} (°) |
| 3,500 | 5,000 | 6,103 | 34,99 | 3,380 | 4,750 | 0,150 | 5,830 | 35,43 |

Tabela D.2: Propriedades dos pilares.

| h (m) | b (m) | I_y (m ⁴) | $I_{y'}$ (m ⁴) | E_f (GPa) | σ_y (MPa) |
|---------|---------|-------------------------|----------------------------|-------------|------------------|
| 0,250 | 0,250 | 6,70E-05 | 6,70E-05 | 210 | 355 |

Tabela D.3: Propriedades da parede.

| E_{iw} (MPa) | γ_{iw} (kN/m ³) | σ'_{iw} (MPa) | τ_{te} (MPa) |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------------|----------------------|
| 1600 | 4,748 | 2,2 | 0,125 |

Tabela D.4: Determinação das propriedades do elemento diagonal que representa a parede.

| λ_1 (/m) | a_{iw} (m) | K_{iw} (MN/m) | A_{elem} (m ²) | P_{ce} (kN) | τ_{te} (MPa) | A_n (m ²) | τ_{me} (MPa) | Q_{ce} (kN) | P_{n0} (kN) |
|---------------------|-----------------|--------------------|---------------------------------|------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|------------------|------------------|
| 1,045 | 0,607 | 25,004 | 0,095377 | 201,535 | 0,125 | 0,712500 | 0,204 | 0,345 | 0,204 |

Tabela D.5: Parâmetros da parede no plano (IP).

| δ_{Ay0} (m) | u_{Hy0} (m) | L_{iw}/h_{iw} | V_{ine} (kN) | V_{fre} (kN) | β | d | u_{Hcp0} (m) | u_{H0} |
|-----------------------|------------------|-----------------|-------------------|-------------------|---------|-------|-------------------|----------|
| 0,0071 | 0,0087 | 145,299 | 195,700 | 1,35 | 1,405 | 0,011 | 0,0365 | 4,210 |

Tabela D.6: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 1).

| I_{iw} (m ⁴) | $I_{iw'}$ (m ⁴) | w_{iw} (kN/m) | f_{ss} (Hz) | T (s) | W_{iw} (kN) | MEW (kN) | K_{eq_N} (kN/m) | I_{elem} (m ⁴) |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------|------------------|------------|------------------|---------------|-----------------------|---------------------------------|
| 0,001336 | 0,000668 | 3,383 | 7,654 | 0,131 | 11,434 | 9,262 | 2183,788 | 0,00646 |

Tabela D.7: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 2).

| hiw/tiw | λ_2 | σ_{ine} (kPa) | P_{N0} (kN) | M_y (kN.m) | M_{n0} (kN.m) | F_{Ny0} (kN) | U_{Ny0} (m) | μ_{Ncp0} | U_{Ncp0} (m) |
|---------|-------------|-------------------------|------------------|-----------------|--------------------|-------------------|------------------|--------------|-------------------|
| 23 | 0,017 | 1,127663 | 18,105 | 7,649 | 21,685 | 21,685 | 14,212 | 0,0065 | 5,000 |

Tabela D.8: Número de pontos e número de fibras.

| n | n |
|--------|--------|
| pontos | fibras |
| 6 | 10 |

Tabela D.9: Interação momento de cedência – força axial de cedência.

| | M_{ni} (kN.m) | P_{ni} (kN) |
|-----|--------------------|------------------|
| i-1 | | |
| 0 | 0,000 | 177,360 |
| 1 | 4,337 | 166,620 |
| 2 | 8,674 | 146,019 |
| 3 | 13,011 | 116,920 |
| 4 | 17,348 | 76,713 |
| 5 | 21,685 | 0,000 |

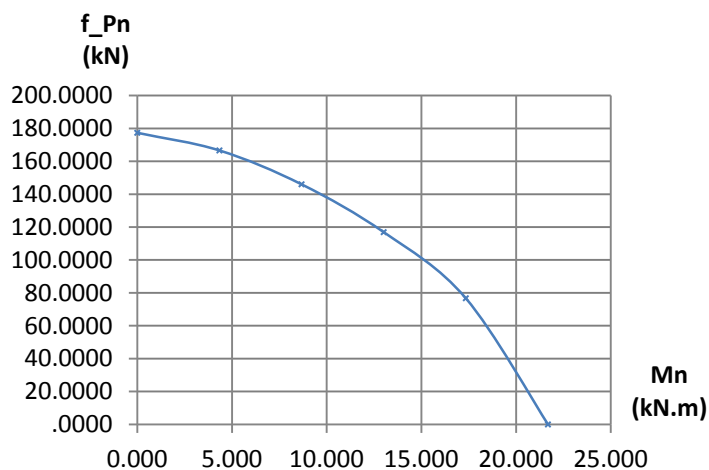


Figura D.1: Interação momento de cedência – força axial de cedência.

Tabela D.10: Parâmetros para a determinação das propriedades das fibras.

| η_{lwf} | γ_{lwf} |
|--------------|----------------|
| 0,520 | 0,024 |

Tabela D.11: Propriedades das fibras.

| n _{fibra} | σ_{yi} (kN) | z_i (m) | A_i (m ²) | I_i (m ⁴) | σ_{yi} (kPa) | ϵ_{yi} |
|--------------------|--------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 5,370 | 0,404 | 0,015043 | 0,002453 | 356,99 | 0,000223 |
| 2 | 10,300 | 0,211 | 0,010718 | 0,000475 | 961,08 | 0,000601 |
| 3 | 14,549 | 0,149 | 0,008954 | 0,000199 | 1624,85 | 0,001016 |
| 4 | 20,104 | 0,108 | 0,007567 | 0,000088 | 2656,58 | 0,001660 |
| 5 | 38,356 | 0,057 | 0,005407 | 0,000017 | 7094,22 | 0,004434 |
| 6 | 38,356 | -0,057 | 0,005407 | 0,000017 | 7094,22 | 0,004434 |
| 7 | 20,104 | -0,108 | 0,007567 | 0,000088 | 2656,58 | 0,001660 |
| 8 | 14,549 | -0,149 | 0,008954 | 0,000199 | 1624,85 | 0,001016 |
| 9 | 10,300 | -0,211 | 0,010718 | 0,000475 | 961,08 | 0,000601 |
| 10 | 5,370 | -0,404 | 0,015043 | 0,002453 | 356,99 | 0,000223 |

Tabela D.12: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante.

| $u_{oop} \text{ (m)}$ | $u_{ip} \text{ (m)}$ |
|-----------------------|----------------------|
| 0,0000 | 0,0365 |
| 0,0036 | 0,0355 |
| 0,0072 | 0,0339 |
| 0,0108 | 0,0316 |
| 0,0145 | 0,0288 |
| 0,0181 | 0,0255 |
| 0,0217 | 0,0216 |
| 0,0253 | 0,0168 |
| 0,0289 | 0,0108 |
| 0,0325 | 0,0000 |

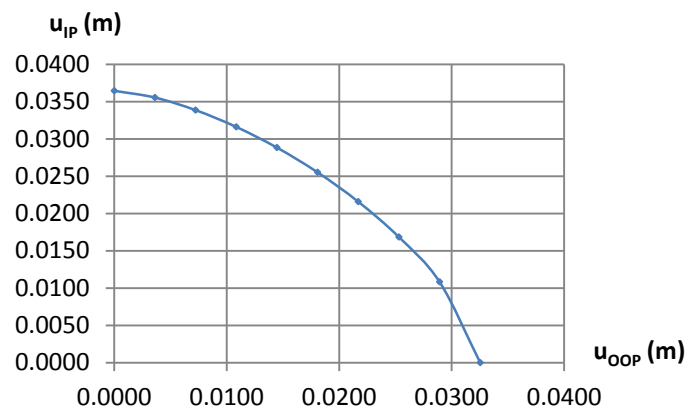


Figura D.2: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante.

Anexo E: Parâmetros do Modelo de Fibras - Parede da Estrutura de Teste

Neste anexo, são apresentados os parâmetros do modelo de fibras da parede de alvenaria de enchimento, da estrutura de teste de *Hashemi e Mosalam* (2007), em unidades do sistema internacional, calculados de acordo com o Anexo C. Os valores dos parâmetros são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela E.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| H _f (m) | B _f (m) | L _{diag} (m) | θ _{diag} (°) | H _{iw} (m) | B _{iw} (m) | t _{iw} (m) | r _{iw} (m) | θ _{iw} (°) |
| 2,74 | 4,115 | 4,944 | 33,66 | 2,578 | 3,810 | 0,095 | 4,600 | 34,08 |

Tabela E.2: Propriedades dos pilares.

| h (m) | b (m) | I _y (m ⁴) | I _y ' (m ⁴) | E _f (GPa) | σ _y (MPa) |
|-------|-------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------|----------------------|
| 0,305 | 0,305 | 7,19E-04 | 3,60E-04 | 29,3 | 37,2 |

Tabela E.3: Propriedades da parede.

| E _{iw} (MPa) | γ _{iw} (kN/m ³) | σ' _{iw} (MPa) | τ _{te} (MPa) |
|--------------------------|---|---------------------------|--------------------------|
| 12203 | 18,857 | 16,96 | 0,621 |

Tabela E.4: Determinação das propriedades do elemento diagonal que representa a parede.

| λ ₁ (/m) | a _{iw} (m) | K _{iw} (MN/m) | A _{elem} (m ²) | P _{ce} (kN) | τ _{te} (MPa) | A _n (m ²) | τ _{me} (MPa) | Q _{ce} (kN) | P _{n0} (kN) |
|------------------------|------------------------|---------------------------|--|-------------------------|--------------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1,775 | 0,428 | 108,037 | 0,043767 | 184,156 | 0,621 | 0,362903 | 0,564 | 204,669 | 245,893 |

Tabela E.5: Parâmetros da parede no plano (IP).

| δ _{Ay0} (m) | u _{Hy0} (m) | L _{iw} /h _{iw} | V _{ine} (kN) | V _{fre} (kN) | β | d | u _{Hcp0} (m) | u _{H0} |
|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|--------------------------|--------------------------|------|--------|--------------------------|-----------------|
| 0,0023 | 0,0027 | 1,478 | 204,6685 | - | <0,7 | 0,0035 | 0,0091 | 3,321 |

Tabela E.6: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 1).

| I _{iw} (m ⁴) | I _{iw} ' (m ⁴) | w _{iw} (kN/m) | f _{ss} (Hz) | T (s) | W _{iw} (kN) | MEW (kN) | K _{eq_N} (kN/m) | I _{elem} (m ⁴) |
|--------------------------------------|--|---------------------------|-------------------------|----------|-------------------------|-------------|-----------------------------|--|
| 0,000274 | 0,000137 | 6,843 | 11,577 | 0,086 | 17,643 | 14,290 | 7708,334 | 0,001595 |

Tabela E.7: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 2).

| hiw/tiw | λ_2 | σ_{ine} (kPa) | P_{N0} (kN) | M_y (kN.m) | M_{n0} (kN.m) | F_{Ny0} (kN) | U_{Ny0} (m) | μ_{Ncp0} | U_{Ncp0} (m) |
|---------|-------------|-------------------------|------------------|-----------------|--------------------|-------------------|------------------|--------------|-------------------|
| 27 | 0,00866 | 3,798 | 37,311 | 12,024 | 36,198 | 29,289 | 0,0038 | 5,000 | 0,01900 |

Tabela E.8: Número de pontos e número de fibras.

| n | n |
|--------|--------|
| pontos | fibras |
| 6 | 10 |

Tabela E.9: Interação momento de cedência – força axial de cedência.

| | M_{ni} | P_{ni} |
|-----|----------|----------|
| i-1 | (kN.m) | (kN) |
| 0 | 0,000 | 246,169 |
| 1 | 7,248 | 231,262 |
| 2 | 14,495 | 202,669 |
| 3 | 21,743 | 162,280 |
| 4 | 28,991 | 106,474 |
| 5 | 36,239 | 0,000 |

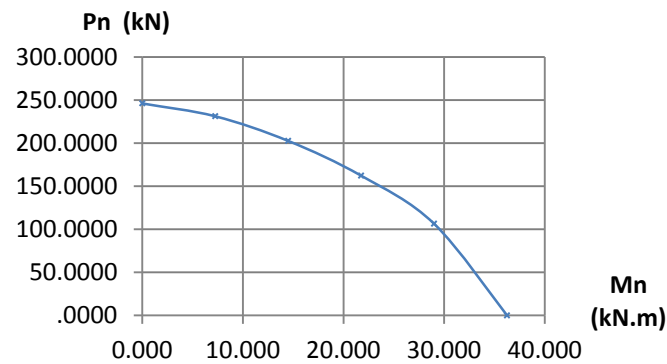


Figura E.1: Interação momento de cedência – força axial de cedência.

Tabela E.10: Parâmetros para a determinação das propriedades das fibras.

| η_{iwf} | γ_{iwf} |
|--------------|----------------|
| -0,87225 | 0,000841 |

Tabela E.11: Propriedades das fibras.

| n _{fibra} | σ_{yi} (kN) | z_i (m) | A_i (m ²) | I_i (m ⁴) | σ_{yi} (kPa) | ϵ_{yi} |
|--------------------|--------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 7,453 | 0,486 | 0,00158 | 0,000373 | 4725,39 | 0,000387 |
| 2 | 14,297 | 0,253 | 0,00278 | 0,000179 | 5135,42 | 0,000421 |
| 3 | 20,194 | 0,179 | 0,00376 | 0,000121 | 5367,07 | 0,000440 |
| 4 | 27,903 | 0,130 | 0,00499 | 0,000084 | 5593,40 | 0,000458 |
| 5 | 53,237 | 0,068 | 0,00876 | 0,000041 | 6074,60 | 0,000498 |
| 6 | 53,237 | -0,068 | 0,00876 | 0,000041 | 6074,60 | 0,000498 |
| 7 | 27,903 | -0,130 | 0,00499 | 0,000084 | 5593,40 | 0,000458 |
| 8 | 20,194 | -0,179 | 0,00376 | 0,000121 | 5367,07 | 0,000440 |
| 9 | 14,297 | -0,253 | 0,00278 | 0,000179 | 5135,42 | 0,000421 |
| 10 | 7,453 | -0,486 | 0,00158 | 0,000373 | 4725,39 | 0,000387 |

Tabela E.12: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante.

| u_{OOP} (m) | u_{IP} (m) |
|---------------|--------------|
| 0,0000 | 0,0091 |
| 0,0021 | 0,0089 |
| 0,0042 | 0,0084 |
| 0,0063 | 0,0079 |
| 0,0084 | 0,0072 |
| 0,0106 | 0,0064 |
| 0,0127 | 0,0054 |
| 0,0148 | 0,0042 |
| 0,0169 | 0,0027 |
| 0,0190 | 0,0000 |

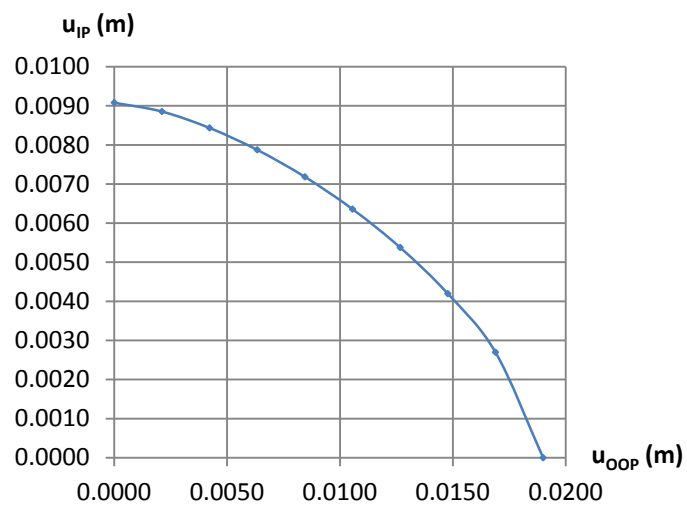


Figura E.2: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante.

Anexo F: Parâmetros do Modelo de Fibras Calibrado - Parede da Estrutura de Teste

Neste anexo são apresentados os parâmetros do modelo de fibras calibrado, da parede de alvenaria de enchimento da estrutura de teste de *Hashemi e Mosalam* (2007), calculados de acordo com o Anexo C. Os valores dos parâmetros são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela F.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| H _f (m) | B _f (m) | L _{diag} (m) | θ _{diag} (°) | H _{iw} (m) | B _{iw} (m) | t _{iw} (m) | r _{iw} (m) | θ _{iw} (°) |
| 2,74 | 4,115 | 4,944 | 33,66 | 2,578 | 3,810 | 0,095 | 4,600 | 34,08 |

Tabela F.2: Propriedades dos pilares.

| h (m) | b (m) | I _y (m ⁴) | I _y ' (m ⁴) | E _f (GPa) | σ _y (MPa) |
|-------|-------|----------------------------------|------------------------------------|----------------------|----------------------|
| 0,305 | 0,305 | 7,19E-04 | 3,60E-04 | 29,3 | 37,2 |

Tabela F.3: Propriedades da parede.

| E _{iw} (MPa) | γ _{iw} (kN/m ³) | σ' _{iw} (MPa) | τ _{te} (MPa) |
|--------------------------|---|---------------------------|--------------------------|
| 1400 | 18,857 | 16,96 | 0,621 |

Tabela F.4: Determinação das propriedades do elemento diagonal que representa a parede.

| λ ₁ (/m) | a _{iw} (m) | K _{iw} (MN/m) | A _{elem} (m ²) | P _{ce} (kN) | τ _{te} (MPa) | A _n (m ²) | Q _{ce} (kN) | P _{n0} (kN) |
|------------------------|------------------------|---------------------------|--|-------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1,033 | 0,531 | 15,391 | 0,054348 | 184,156 | 0,621 | 0,362903 | 378,000 | 454,136 |

Tabela F.5: Parâmetros da parede no plano (IP).

| δ _{Ay0} (m) | u _{Hy0} (m) | L _{iw} /h _{iw} | V _{ine} (kN) | d | u _{Hcp0} (m) | u _{H0} |
|-------------------------|-------------------------|----------------------------------|--------------------------|--------|--------------------------|-----------------|
| 0,0295 | 0,0355 | 1,478 | 378,000 | 0,0066 | 0,0170 | 0,480 |

Tabela F.6: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 1).

| I_{iw} (m ⁴) | I_{iw}' (m ⁴) | W_{iw} (kN/m) | f_{ss} (Hz) | T (s) | W_{iw} (kN) | MEW (kN) | K_{eq_N} (kN/m) | I_{elem} (m ⁴) |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------|------------------|------------|------------------|---------------|-----------------------|---------------------------------|
| 0,000274 | 0,000137 | 6,843 | 3,921 | 0,255 | 17,643 | 14,290 | 884,3455 | 0,001595 |

Tabela F.7: Parâmetros da parede fora do plano (OOP) (parte 2).

| h_{iw}/t_{iw} | λ_2 | σ_{ine} (kPa) | P_{N0} (kN) | M_y (kN.m) | M_{n0} (kN.m) | F_{Ny0} (kN) | u_{Ny0} (m) | μ_{Ncp0} | u_{Ncp0} (m) |
|-----------------|-------------|-------------------------|------------------|-----------------|--------------------|-------------------|------------------|--------------|-------------------|
| 27 | 0,00866 | 3,798 | 37,311 | 12,024 | 36,198 | 29,289 | 0,0331 | 5,000 | 0,04763 |

Tabela F.8: Número de pontos e número de fibras.

| n | n |
|--------|--------|
| pontos | fibras |
| 6 | 10 |

Tabela F.9: Interação momento de cedência – força axial de cedência.

| | M_{ni} (kN.m) | P_{ni} (kN) |
|-----|--------------------|------------------|
| i-1 | | |
| 0 | 0,000 | 454,136 |
| 1 | 7,240 | 426,636 |
| 2 | 14,479 | 373,887 |
| 3 | 21,719 | 299,378 |
| 4 | 28,958 | 196,426 |
| 5 | 36,198 | 0,000 |

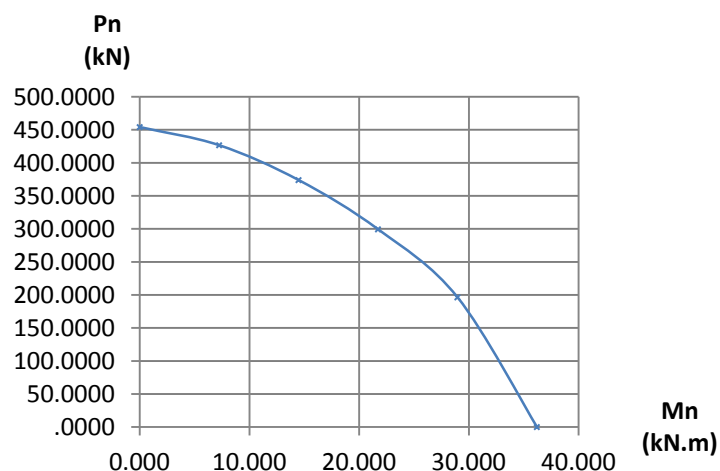


Figura F.1: Interação momento de cedência – força axial de cedência.

Tabela F.10: Parâmetros para a determinação das propriedades das fibras.

| η_{iwf} | γ_{iwf} |
|--------------|----------------|
| 0,548149 | 0,018194 |

Tabela F.11: Propriedades das fibras.

| n fibra | σ_{yi} (kN) | z_i (m) | A_i (m ²) | I_i (m ⁴) | σ_{yi} (kPa) | ϵ_{yi} |
|---------|--------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 13,750 | 0,263 | 0,00875 | 0,00061 | 1570,71 | 0,001122 |
| 2 | 26,375 | 0,137 | 0,00613 | 0,00012 | 4305,69 | 0,003075 |
| 3 | 37,255 | 0,097 | 0,00507 | 0,00005 | 7349,40 | 0,005250 |
| 4 | 51,476 | 0,070 | 0,00425 | 0,00002 | 12124,18 | 0,008660 |
| 5 | 98,213 | 0,037 | 0,00298 | 0,00000 | 32961,49 | 0,023544 |
| 6 | 98,213 | -0,037 | 0,00298 | 0,00000 | 32961,49 | 0,023544 |
| 7 | 51,476 | -0,070 | 0,00425 | 0,00002 | 12124,18 | 0,008660 |
| 8 | 37,255 | -0,097 | 0,00507 | 0,00005 | 7349,40 | 0,005250 |
| 9 | 26,375 | -0,137 | 0,00613 | 0,00012 | 4305,69 | 0,003075 |
| 10 | 13,750 | -0,263 | 0,00875 | 0,00061 | 1570,71 | 0,001122 |

Tabela F.12: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante.

| u_{OOP} (m) | u_{IP} (m) |
|---------------|--------------|
| 0,0000 | 0,0170 |
| 0,0053 | 0,0166 |
| 0,0106 | 0,0158 |
| 0,0159 | 0,0147 |
| 0,0212 | 0,0134 |
| 0,0265 | 0,0119 |
| 0,0318 | 0,0101 |
| 0,0370 | 0,0079 |
| 0,0423 | 0,0051 |
| 0,0476 | 0,0000 |

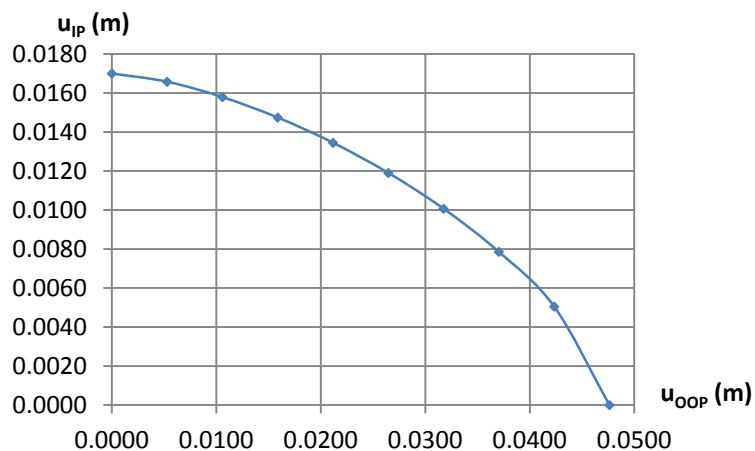


Figura F.2: Curva de interação dos deslocamentos no plano e fora do plano – 1º quadrante.

Anexo G: Parâmetros das Paredes Exteriores – Edifício de 4 pisos com estrutura em aço testado no *E-Defense*

Neste anexo, são indicados os parâmetros dos modelos das paredes exteriores, do edifício de quatro pisos, com estrutura em aço, analisado no *E-Defense* em 2007, tendo sido calculados segundo as equações do Anexo C.

G.1. Paredes Exteriores em X/NS

- Propriedades das paredes exteriores do 1º piso

Tabela G.1: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 1º piso.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| H _f (m) | B _f (m) | L _{diag} (m) | θ _{diag} (°) | H _{iw} (m) | B _{iw} (m) | t _{iw} (m) | r _{iw} (m) | θ _{iw} (°) |
| 3,875 | 5,000 | 6,326 | 37,78 | 3,875 | 5,000 | 0,140 | 6,326 | 37,78 |

Tabela G.2: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 1º piso.

| λ ₁ (/m) | a _{iw} (m) | E _{iw} (MPa) | K _{iw} (MN/m) | A _{elem} (m ²) | A _n (m ²) | Q _{ce} (kN) | P _{n0} (kN) |
|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------------|--|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 0,480 | 0,864 | 175,071 | 3,34582 | 0,120893 | 0,700000 | 97,000 | 122,720 |

Tabela G.3: Propriedades da parede no plano (IP) – 1º piso.

| δ _{Ay0} (m) | u _{Hy0} (m) | V _{ine} (kN) | d | u _{Hcp0} (m) | u _{H0} |
|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-------|--------------------------|-----------------|
| 0,0367 | 0,0464 | 97,000 | 0,083 | 0,3216 | 6,931 |

- Propriedades das paredes exteriores do 2º, 3º e 4º Pisos

Tabela G.4: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 2º, 3º e 4º pisos.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| H _f (m) | B _f (m) | L _{diag} (m) | θ _{diag} (°) | H _{iw} (m) | B _{iw} (m) | t _{iw} (m) | r _{iw} (m) | θ _{iw} (°) |
| 3,500 | 5,000 | 6,103 | 34,99 | 3,500 | 5,000 | 0,140 | 6,103 | 34,99 |

Tabela G.5: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 2º, 3º e 4º pisos.

| λ_1 (/m) | a_{iw} (m) | E_{iw} (MPa) | K_{iw} (MN/m) | A_{elem} (m ²) | A_n (m ²) | Q_{ce} (kN) | P_{n0} (kN) |
|---------------------|-----------------|-------------------|--------------------|---------------------------------|----------------------------|------------------|------------------|
| 0,488 | 0,862 | 174,414 | 3,44829 | 0,120666 | 0,700000 | 97,000 | 118,404 |

Tabela G.6: Propriedades da parede no plano (IP) – 2º, 3º e 4º pisos.

| δ_{Ay0} (m) | u_{Hy0} (m) | V_{ine} (kN) | d | u_{Hcp0} (m) | u_{H0} |
|-----------------------|------------------|-------------------|-------|-------------------|----------|
| 0,0343 | 0,0419 | 97,000 | 0,083 | 0,2905 | 6,931 |

G.2. Paredes Exteriores em Z/EW

- Propriedades das paredes exteriores do 1º Piso

Tabela G.7: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 1º piso.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| H_f (m) | B_f (m) | L_{diag} (m) | θ_{diag} (°) | H_{iw} (m) | B_{iw} (m) | t_{iw} (m) | r_{iw} (m) | θ_{iw} (°) |
| 3,875 | 6,000 | 7,143 | 32,86 | 3,875 | 6,000 | 0,140 | 6,326 | 32,86 |

Tabela G.8: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 1º piso.

| λ_1 (/m) | a_{iw} (m) | E_{iw} (MPa) | K_{iw} (MN/m) | A_{elem} (m ²) | A_n (m ²) | Q_{ce} (kN) | P_{n0} (kN) |
|---------------------|-----------------|-------------------|--------------------|---------------------------------|----------------------------|------------------|------------------|
| 0,456 | 0,995 | 151,890 | 2,96220 | 0,139296 | 0,840000 | 97,000 | 115,471 |

Tabela G.9: Propriedades da parede no plano (IP) – 1º piso.

| δ_{Ay0} (m) | u_{Hy0} (m) | V_{ine} (kN) | d | u_{Hcp0} (m) | u_{H0} |
|-----------------------|------------------|-------------------|-------|-------------------|----------|
| 0,0390 | 0,0464 | 97,000 | 0,080 | 0,3100 | 6,680 |

- Propriedades das paredes exteriores do 2º, 3º e 4º Pisos

Tabela G.10: Propriedades geométricas do pórtico e da parede – 2º, 3º e 4º pisos.

| Pórtico | | | | Parede | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| H_f (m) | B_f (m) | L_{diag} (m) | θ_{diag} (°) | H_{iw} (m) | B_{iw} (m) | t_{iw} (m) | r_{iw} (m) | θ_{iw} (°) |
| 3,500 | 6,000 | 6,946 | 30,26 | 3,500 | 6,000 | 0,140 | 6,946 | 30,26 |

Tabela G.11: Propriedades do elemento diagonal que representa a parede – 2º, 3º e 4º pisos.

| λ_1 (/m) | a_{iw} (m) | E_{iw} (MPa) | K_{iw} (MN/m) | A_{elem} (m ²) | A_n (m ²) | Q_{ce} (kN) | P_{n0} (kN) |
|---------------------|-----------------|-------------------|--------------------|---------------------------------|----------------------------|------------------|------------------|
| 0,464 | 1,001 | 153,742 | 3,10179 | 0,140142 | 0,840000 | 97,000 | 112,297 |

Tabela G.12: Propriedades da parede no plano (IP) – 2º, 3º e 4º pisos.

| δ_{Ay0} (m) | u_{Hy0} (m) | V_{ine} (kN) | d | u_{Hcp0} (m) | u_{H0} |
|-----------------------|------------------|-------------------|-------|-------------------|----------|
| 0,0362 | 0,0419 | 97,000 | 0,080 | 0,2800 | 6,680 |

